

ER BAUINGENIEUR

ITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1959

11



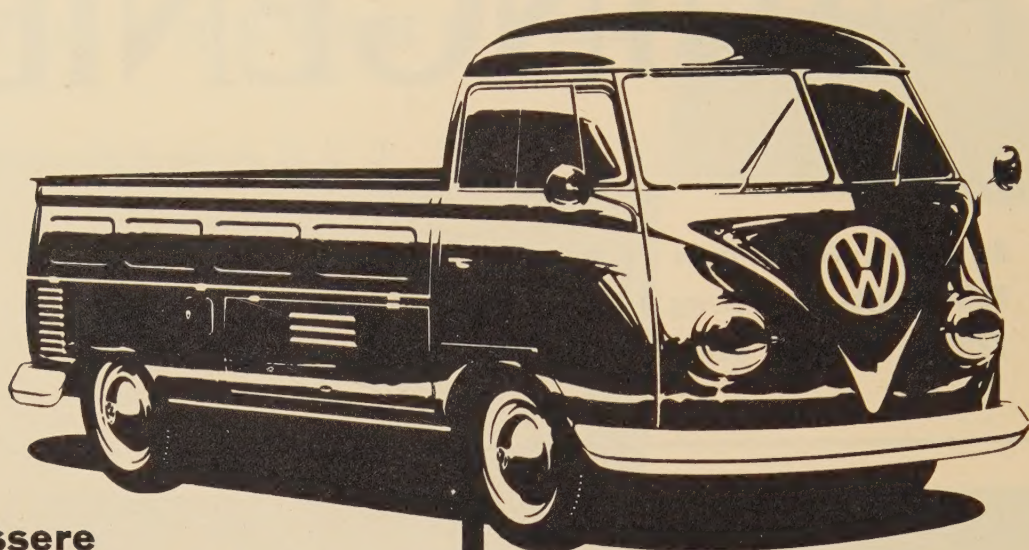
BAUSTAHLGEWEBE



BAU-STAHLGeweBE

G.M. B. H.

DÜSSELDORF



Das Bessere ist des Guten Feind

Diese Spruchweisheit bestimmt den Wettbewerb in der Wirtschaft. Gute Ware und gute Arbeit sind nur solange gut verkäuflich, bis etwas Besseres angeboten wird. Was besser als gut ist, macht das Rennen. Für den Unternehmer, der seine Transportaufgaben richtig lösen will, wird immer der Wagen besser als gut sein, der in seinem Betrieb am rationellsten eingesetzt werden kann.

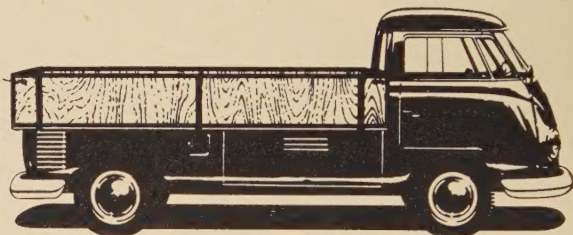
Wo ein offener Laderaum gewünscht wird, hat sich der flinke VW-Pritschenwagen als besonders wirtschaftlich erwiesen. Seine rampenhohe, durchgehend ebene und dreiseitig zugängliche Ladefläche umfaßt je nach Aufbau bis 5 qm, ein geschützt darunter liegender Tresor für empfindliche Güter zusätzlich noch 1,9 qm. Untadelige Federung und ideale Gewichtsverteilung (Fahrer vorn, Motor hinten) erklären seine stets gute Straßenlage. Das geräumige Fahrerhaus ist vollverkleidet, geräuschisoliert und gemütlich bei jeder Witterung. Als ideales Mehrzweckfahrzeug empfiehlt sich der VW-Pritschenwagen mit Doppelkabine; er befördert bequem 6 Personen, dazu Güter und Arbeitsmaterial auf offener Pritschenfläche.

Heizung und Spezial-Belüftung werden serienmäßig, also kostenfrei, geliefert. Hinzu kommen: günstiger Kaufpreis, mäßige Steuer- und Versicherungssätze, sparsamer Verbrauch, kulanter Kundendienst allerorts. Wer einen VW-Pritschenwagen fährt, hat besser als nur gut gewählt.

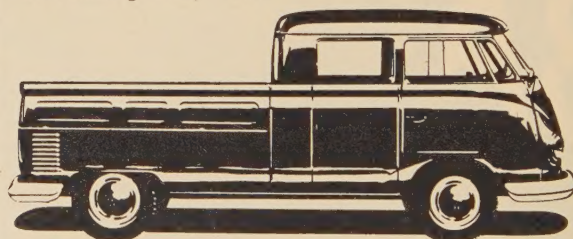
VW-Pritschenwagen serienmäßig 5725,— DM
(Spiegel und Plane zusätzlich 250,— DM).

Alle genannten Preise
gelten ab Werk.

VW-Großraum-Holzpritsche serienmäßig 6185,— DM
(in Stahlausführung 6225,— DM).

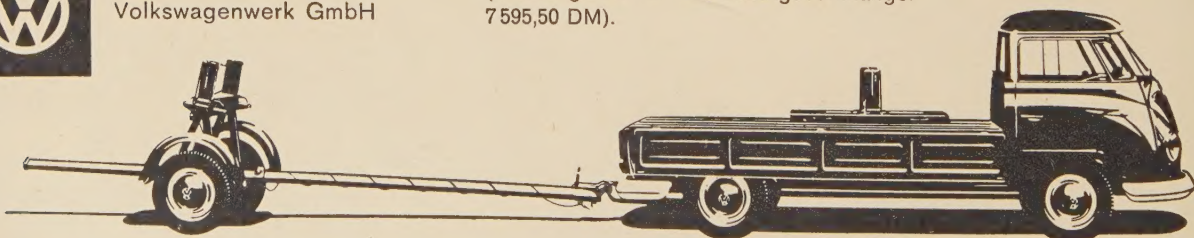


VW-Pritschenwagen mit Doppelkabine
serienmäßig 6675,— DM.

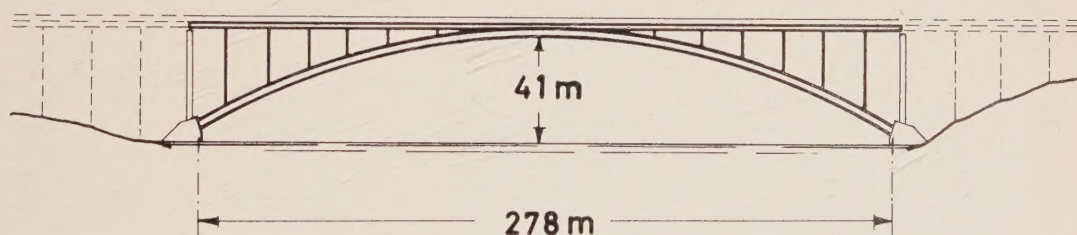
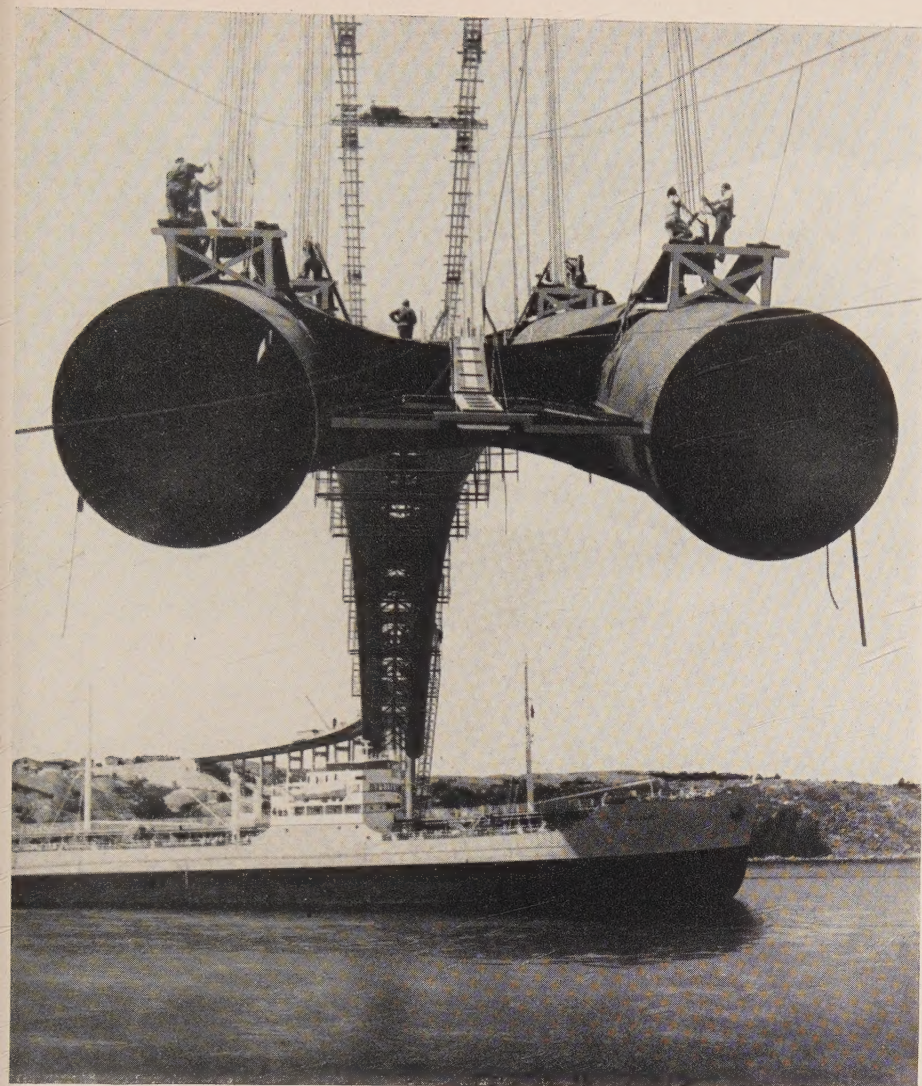


Volkswagenwerk GmbH

VW-Pritschenwagen mit Nachläufer (SO 14)
7065,50 DM
(mit Langmaterial- und Stückgut-Anhänger
7595,50 DM).



M·A·N



Gegenwärtig wird 50 km nördlich Göteborg eine kühne Brückenkonstruktion über den Askeröfjord in Arbeitsgemeinschaft unter technischer Führung der M. A. N. errichtet. Der zur Ausführung bestimmte M. A. N.-Entwurf sieht für diese Bogenbrücke Rohrquerschnitte für die Hauptträger vor. Durchmesser der Rohre 3,80 m. Diese Lösung vereint technische Zweckmässigkeit mit besonderer Formschönheit.

B R Ü C K E N B A U

Feste und bewegliche Eisenbahn- und Straßenbrücken
alle Systeme und Bauarten bis zu den größten Stützweiten

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

WAS verlangen Sie von einem Isolierbaustoff?

Neuzeitliche Bauweisen bedingen die Verwendung besonderer Isolierbaustoffe, um die festgelegten Normwerte für den Wärme- bzw. Schallschutz zu erreichen. Durch die Verwendung dieser Isolierbaustoffe können Bauteile auf das statische Mindestmaß beschränkt und die Wärmedurchlaßwiderstände über die Normwerte erhöht werden. So baut man nicht nur billiger, sondern spart zudem an Heizkosten.

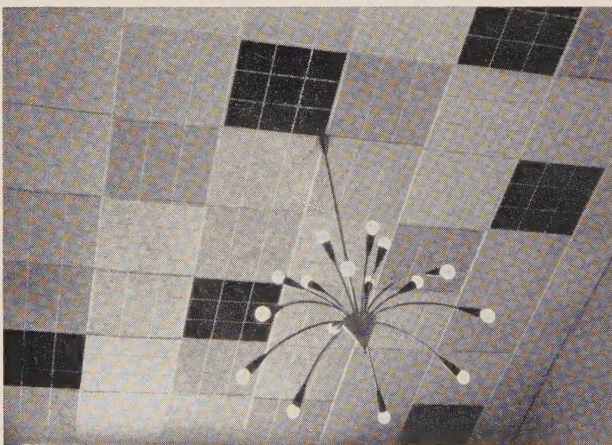
Das können Sie von einem Isolierbaustoff verlangen

CORBLANIT-Bausolierplatten, aus dem Grundstoff Styropor der BASF, erfüllen in jeder Hinsicht alle Anforderungen, die an einen hochwertigen Dämmstoff gestellt werden. Hervortretende Eigenschaften sind niedrige Wärmeleitzahl, geringes Gewicht, Alterungsbeständigkeit und Lohnsparende Verarbeitung. Der besondere Vorteil liegt in der universellen Anwendung von CORBLANIT im Bau durch unsere Spezialerzeugnisse.

Gut be„dacht“ ist halb gewohnt

Sie suchen die konstruktiv und wirtschaftlich ausgereifte Lösung für den Wärme- und Kälteschutz von Wellasbestzementdächern? Es gibt sie: unser CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem!

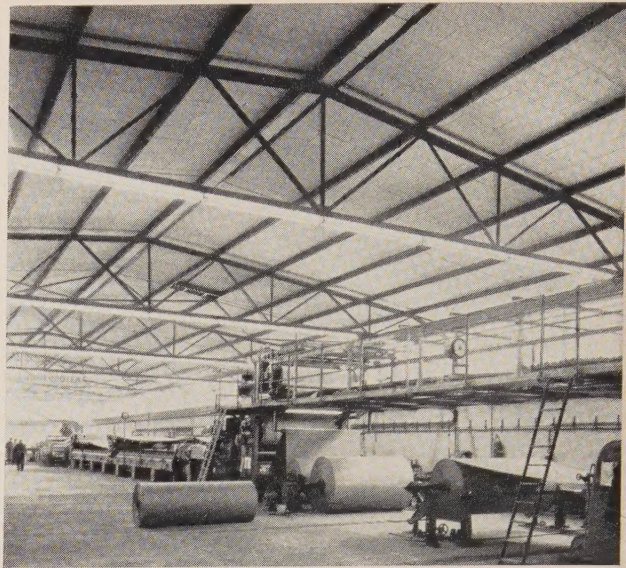
Von allen Gesetzen der Statik unbelastet, läßt sich das leichte CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem Zug um Zug mit der Dacheindeckung bei geringem Lohnaufwand verlegen. Industriehallen, Wohnhäuser, Garagen und natürlich auch Kartoffel- und Obstlager, Ställe und Scheunen erhalten so den erforderlichen Wärmeschutz — genau auf die Betriebsbedingungen zugeschnitten. Der große Wärmedurchlaßwiderstand von CORBLANIT verhilft zu geringen Isolierdicken. Und das ist für den Bauetat doch entscheidend?



Die farbige CORBLANIT-Kassettendecke verbindet reizvolle architektonische Raumgestaltung mit der Zweckmäßigkeit eines guten Wärme- und Schallschutzes

Dafür läßt sich Ihr Bauherr begeistern!

Haben Sie für Fabrikationshallen, in Büros, Treppenhäusern oder aber auch in Komfortwohnungen moderne Untersichtdecken vorgesehen? Hier wäre doch die CORBLANIT-Kassettendecke am richtigen Platz! Mit der CORBLANIT-Kassettendecke verbinden Sie reizvolle architektonische Raumgestaltung mit der Zweckmäßigkeit eines guten Wärme- u.



Untersicht der Hallendecke eines Kartonagenwerkes: 10000 m² CORBLANIT-Welldach-Isoliersystem, schwer entflammbar

Schallschutzes. Sie wählen entweder die glatten, weißen Industriekassetten oder die in vielen zarten Farben gehaltenen Formplatten. Das Gewicht der CORBLANIT-Kassettendecke ist extrem gering: ganze 400 Gramm pro Quadratmeter! Einfache, flinke Trockenmontage und ein vernünftiger Materialpreis überzeugen.

Eine dringende Forderung der Praxis

Bis vor kurzem war es nicht möglich, den idealen Hartschaum-Dämmstoff CORBLANIT überall im Bauwesen zu verwenden. Mit der Entwicklung von CORBLANIT NE — **schwer entflammbar** — wurde deshalb eine dringende Forderung der Praxis erfüllt. CORBLANIT NE ist kernimprägniert! Die feuerhemmenden Eigenschaften bleiben somit im Laufe der Zeit auch bei Luft- und Feuchtigkeitseinwirkung erhalten.

Rauh, aber praktisch

Für besonders rationelle und Lohnsparende Verarbeitung wurde die CORBLANIT-Putzträgerplatte geschaffen. Die putz- und betongriffig aufgerauten Oberflächen der Platten machen eine Besandung unnötig. CORBLANIT-Putzträgerplatten sind deshalb sehr preiswert.

Auf alle Fälle

sollten Sie sich die ausführlichen Arbeitsmappen mit Mustern unverbindlich kommen lassen. Es lohnt sich, damit zu arbeiten! Und wenn Sie schon etwas „im Kommen“ haben — bitte schreiben Sie es uns. Unser technischer Kundendienst wird Ihnen dann konkrete Vorschläge bzw. Wirtschaftlichkeitsberechnungen unterbreiten.

RHEINHOLD & MAHLA GMBH

Abt. Isolierbaustoffe

Stammhaus Mannheim · Augusta-Anlage 32



GUTSCHEIN

für kostenlose Zusendung folgender Arbeitsmappen oder Prospekte

CORBLANIT (R 16, R 20, NE, Putzträgerplatte)
„ Welldachisoliersystem
„ Kassettendecke

Anschrift: _____

Lieferung nur über den Fachhandel



Die
SEVERINSBRÜCKE
ein neues Wahrzeichen Kölns

Federführung, Entwurf und Montage-
leitung sowie 57 Prozent der Werkstatt-
lieferungen und Montage des Stahlüber-
baues lagen bei der

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

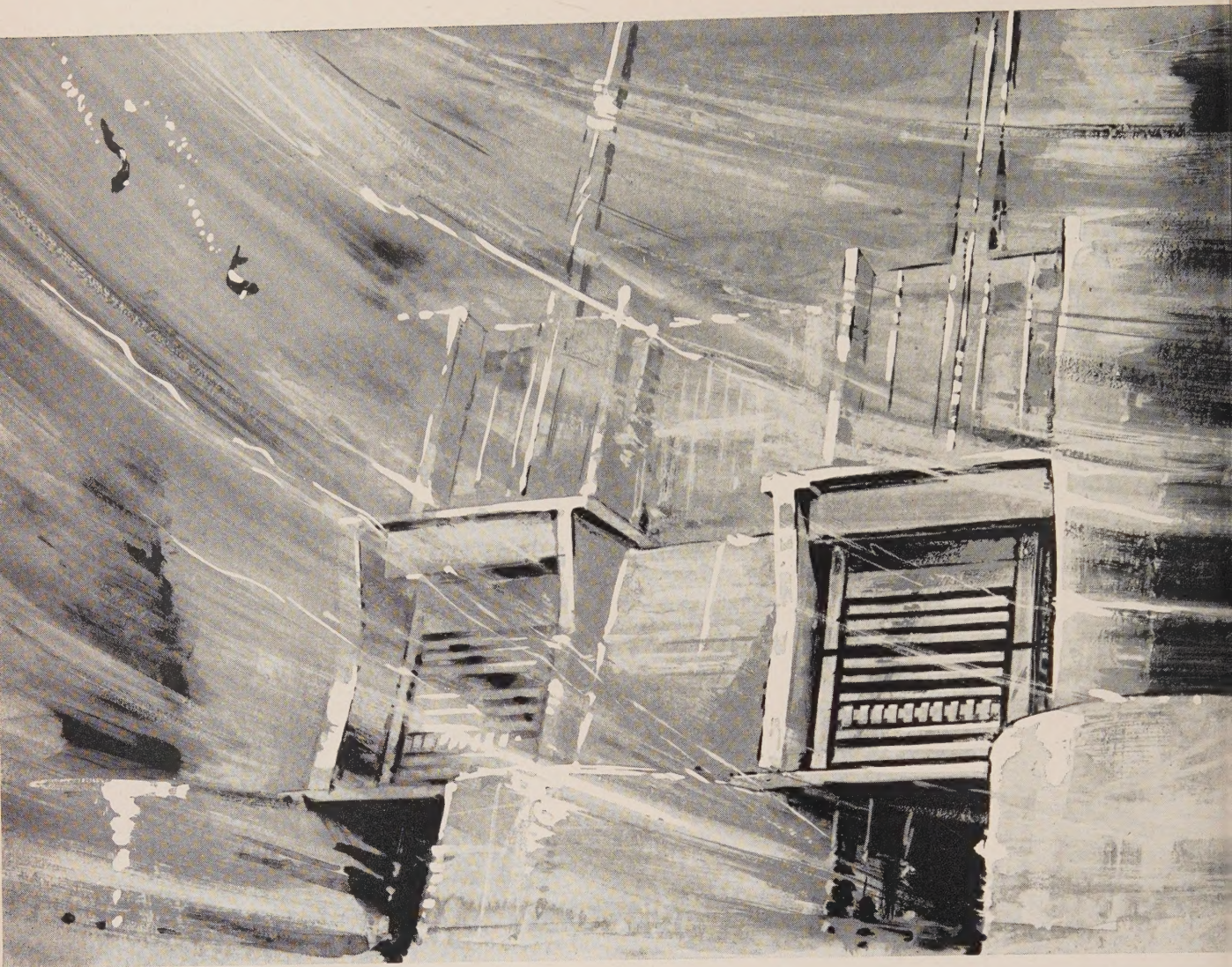


Brückenlänge 691,00 m
Brückenbreite 30,10 m
Pylonhöhe 77,20 m
Stahlgewicht 8400 t

KÖLN 49,11 89,13 47,81 301,674 150,68 52,456 DEUTZ

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

STERKRADE AKTIENGESellschaft · WERK STERKRADE



Die größten Tiefschütze der Welt

Dingler plant, baut und liefert:

See- und Binnenschiffahrtsschleusen · Wehranlagen und Sperrtore · Talsperrenausrüstungen mit allen hydraulischen oder mechanischen Antrieben · Hafen- und Werftanlagen · Druckrohrleitungen · Kanal- und Straßenbaumaschinen · Armaturen und Rohrleitungen · Behälter und Tanks jeder Größe und Ausführung · Apparate und Anlagen für die chemische Industrie und Kerntechnik · Axial- und Radialgebläse · Grubenventilatoren · Fördermaschinen · Kolbenkompressoren · Dampfmaschinen · Abhitzeessel · Windkanäle · Betriebsfertige Hochofenanlagen · Hüttenwerkeinrichtungen · Gasreinigungsanlagen · Kokereimaschinen

Für die Einläufe der Druckstollen des Kraftwerkes Serre Ponçon lieferte Dingler zwei Tiefschütze von je 7,20 m Breite und 11 m Höhe.

Die 135 to schweren Verschlusskörper sind mit den auf der Dammkrone stehenden hydraulischen Antrieben – Stahlzylinder von 11 m Länge und 0,62 m Innendurchmesser – durch ein 126 m langes schienengeführtes Gestänge verbunden und haben einem Wasserdruck von je 9000 to standzuhalten. Das ist das Gewicht von 4 vollbeladenen Güterzügen.

Zusätzliche erhebliche Belastungen treten beim Öffnen und Schließen auf, da in voll geöffnetem Zustand pro Sekunde 500 m³, in Katastrophenfällen 1000 m³ Wasser mit Geschwindigkeiten bis zu 130 km/h in die Stollen gedrückt werden. Diese außerordentlich hohen Kräfte werden durch die Tiefschütze aufgenommen.

DINGLER

Inhaltsübersicht

DK 626.422.43 : 627.432 : 621-822 Seite

Dr.-Ing. M. Laufer und Dr.-Ing. G. Schmauß,
Zweibrücken:

Ölhydraulische Antriebe im Stahlwasserbau

Mit 16 Abbildungen 417

DK 624.073.1 : 624.04

Priv.-Doz. Dr.-Ing. Z. Modor, Zagreb:

Berechnung der Platten in Polygonalform

Mit 17 Abbildungen 427

DK 624.014.27.072.7 : 669.14-462 : 629.13

G. Czerwenka, Champrosay/Frankreich:

**Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leicht-
baurohre**

Mit 10 Abbildungen 437

Kurze Technische Berichte

DK 624.21.036.2.012.45 : 625.1 (420)

**Eine englische Eisenbahnbrücke aus vorgefertigten Stahl-
beton-Einzelteilen**

Mit 1 Abbildung 443

DK 666.982.24 : 620.193 (047.6)

Die Korrosion des Stahles im bewehrten Beton

Mit 10 Abbildungen 444

DK 627.824.33 (62)

Der Staudamm Sadd el Aali am Nil

Mit 3 Abbildungen 447

DK 624.138.24 : 624.138.4 (047.6)

**Wirtschaftlich interessantes Beispiel der chemischen
Bodenverfestigung**

Mit 3 Abbildungen 449

Buchbesprechungen 450

Neuerscheinungen 452

Verschiedenes

Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz 75 Jahre, S. 452 — Prof.
Dr.-Ing. habil. Alfred Troche 65 Jahre, S. 452 — Be-
richtigung zum Aufsatz Mehmel, S. 452 — Berichti-
gung zum Aufsatz Wickert, S. 452.

Mitteilungen aus der Industrie 452

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Ölhydraulische Antriebe im Stahlwasserbau

Von Dr.-Ing. M. Laufer und Dr.-Ing. G. Schmaußer, Zweibrücken

DK 626.422.43 : 627.432 : 621-822

I. Entwicklung

Die Entwicklung von ölhydraulischen Antrieben¹ im Stahlwasserbau hat nach dem 2. Weltkrieg in erhöhtem Maße im Ausland eingesetzt und greift nun seit etwa 5 Jahren in ständig zunehmendem Umfang auch auf den deutschen Stahlwasserbau über, wo der ölhydraulische Antrieb das klassische mechanische Windwerk unter bestimmten Voraussetzungen ersetzt bzw. diesem überlegen ist. Es existieren zwar im Inland schon zum Teil seit über 25 Jahren einige wenige Ausführungen von hydraulischen Antrieben des Stahlwasserbaues, sie stellen jedoch heute veraltete Konstruktionen im Sinne des modernen Hydraulikbaues dar; meist wurden sie mit Wasser oder Glycerin als Druckflüssigkeit betrieben. Die Antriebe haben sich nicht in allen Fällen voll bewährt. Es ist deshalb verständlich, daß der Kreis der Interessenten für Schleusen- und Wehrkonstruktionen (neben Kraftwerksgesellschaften gehört hierzu in erster Linie die Bundeswasserstraßen-Verwaltung) sich erst dann zu einem so einschneidenden Typus, wie ihn der ölhydraulische Antrieb darstellt, entschließen kann, wenn er sich über längere Betriebszeiten hinweg einwandfrei bewährt hat.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß eben diese im Stahlwasserbau auftretenden Betriebsbedingungen und Wartungsmöglichkeiten nicht ohne weiteres mit den sonst im Maschinenbau üblichen gleichgesetzt werden können und deshalb auch ölhydraulische Antriebe für Stahlwasserbauten weitgehend nach anderen Grundsätzen als üblich zu konstruieren sind. Es ist deshalb auch nicht ohne weiteres möglich, fertige, von Hydraulik-Firmen bezogene Zylinder-Kolbenaggregate üblicher Bauart zu verwenden und zu einem beweglichen Wehr- oder Schleusenverschluß zusammenzufügen.

II. Anwendungsgebiete des ölhydraulischen Antriebs im Stahlwasserbau

Keineswegs ist es möglich, in allen solchen Fällen, wo bisher mechanische Schleusen- und Wehrantriebe mit Hub- bzw. Kraftübertragungsmitteln in Form von Seilen, Ketten, (Zahn-) Stangen oder Gelenkzahnstangen verwendet wurden, ölhydraulische Antriebe anzuordnen und damit technische und wirtschaftliche Vorteile zu erzielen.

Auf der technischen Seite zeichnet sich der Stahlwasserbau hinsichtlich seiner Antriebe dadurch aus, daß die Bewegungsgeschwindigkeit der Verschlußkörper verhältnismäßig langsam ist. Aus diesem Grunde ist das physikalische Prinzip der hydraulischen Presse immer dann besonders vorteilhaft, wenn es sich um große Hubkräfte bei kleinen Hubwegen handelt. Mit dieser Eingrenzung sind auch schon die Schütztypen gekennzeichnet, welche für einen ölhydraulischen Antrieb im allgemeinen nicht in Frage kommen. Es sind dies solche Schütze, deren Hubweg ein Mehrfaches der Schützhöhe beträgt, also z. B. Rollschütze, Versenkschütze, Hakenschütze und Walzen als Wehrverschlüsse in Flußstauanlagen bzw. Hubtore für Schleusenanlagen. Im allgemeinen gut geeignet sind Wehrantriebe bei Tiefschützen (Roll- bzw. Segmentschützen), Fischbauchklappen als Aufsatzklappe und als Grundklappe, Segmentschützen bzw. Schleusenantriebe bei Stemm- und Schlagtoren samt etwaigen eingebauten Füll- und Entleerungsorganen. Selbstverständlich lassen sich,

unabhängig von den mannigfaltigen Bedingungen der Gesamtanlage, gegebenenfalls auch die hier nicht aufgeführten Typen mit hydraulischen Antrieben in vorteilhafter Weise anwenden. Endlich sind gewisse für den Stahlwasserbau charakteristische Verschlüsse wie Rohrmantelverschlüsse, Drosselklappen, Kegelstrahlschieber und dergleichen, ganz abgesehen von den normalen Schiebern, für den ölhydraulischen Antrieb hervorragend geeignet.

Die für eine Anwendung des ölhydraulischen Antriebs sprechenden wirtschaftlichen Faktoren sind dadurch gegeben, daß

1. bei den bereits erwähnten großen Hubkräften und kleinen Hubwegen Konstruktionen von viel niedrigerem Gewicht als beim mechanischen Antrieb möglich sind,

2. der Wirkungsgrad wesentlich besser ist,

3. großenteils mit „Baukastenelementen“ gearbeitet werden kann,

4. infolge des geringeren Raumbedarfs auch in tiefbaulicher Hinsicht Ersparnisse an Massen erzielt werden.

Auf die u. U. architektonisch gut ansprechende Wirkung eines ölhydraulischen Antriebes sei am Rande verwiesen.

III. Technischer Vergleich des ölhydraulischen Antriebs mit dem mechanischen Antrieb

Ein Vergleich beider Antriebssysteme umfaßt

den prinzipiellen Aufbau,

die räumliche Anordnungsmöglichkeit,

die Auslegung des Antriebs,

die Charakteristik der Bewegungen,

die Wartung.

In nachstehender Übersichtstabelle sind die wichtigsten Merkmale, aus der Sicht des Stahlwasserbaues, gegenübergestellt. Man erkennt, daß eine ganze Reihe von technischen Vorteilen auf der Seite des hydraulischen Antriebes vorhanden ist.

Gegen die Anwendung des hydraulischen Antriebes werden meist 2 Einwände als Nachteile erhoben, die aber durch entsprechende technische Maßnahmen ohne weiteres ausgeschaltet werden können:

1. Gleichlauf

Die meisten Verschlußkörper, welche überwiegend als plattenförmiges oder balkenförmiges Element ausgebildet sind und sich als solches an den Enden auf den Tiefbauteil abstützen, werden beidseitig angetrieben, dies um so eher, je größer die lichte Weite des Durchflußquerschnittes ist. Beidseitig angeordnete Windwerke in Form von mechanischen Antrieben werden üblicherweise zur Erzielung eines Gleichlaufes im Rahmen einer für die Bewegung des Verschlußkörpers erforderlichen Genauigkeit entweder mit einer mechanischen Welle verbunden oder mit der sogenannten elektrischen Welle ausgerüstet. Beidseitig angeordnete ölhydraulische Antriebe bedürfen zur Einhaltung eines Gleichlaufes ebenfalls besonderer Maßnahmen, die aber i. a. nicht teurer sind als die für einen mechanischen Antrieb nötigen und einwandfrei arbeiten. Hierüber wird demnächst in einem besonderen Aufsatz berichtet.

2. Leckverluste

Beim etwaigen Versagen einer Rohrleitung oder einer Dichtung ist der hydraulische Antrieb infolge Ölverlust teilweise oder ganz funktionsfähig.

¹ Andere Bezeichnung „Druckölantrieb“; französische Bezeichnung „Servomoteur“.

Nicht verriegelte und am Servomotor aufgehängte Schnellschlußschütze oder Klappen würden in diesem Fall eine ungewollte Schließbewegung ausführen. Da jedoch der Öldurchflußquerschnitt (z.B. einer geplatzten Rohrleitung) außerordentlich klein ist, würde sich das Schütz nur sehr langsam bewegen, so daß durch geeignete Alarm- oder Sperrvorrichtungen dieser ungewollte Bewegungsvorgang rechtzeitig abgestoppt werden kann.

In diesem Zusammenhang ist auch auf den zwar sehr geringen, aber zweifellos vorhandenen Öldurchgang zwischen Zylinder und Kolben bzw. Kolbenstange hinzuweisen, welcher zwar keinen betrieblich störenden Ölverlust darstellt, aber ebenfalls ein geringfügiges Bewegungsspiel bei z. B. durch Eigengewicht des Verschlusskörpers belastetem Kolben mit sich bringt. Abhilfemaßnahmen sind Kontaktschalter, welche in entsprechenden Zeiträumen den hydraulischen Antrieb im Hubsinne betätigten und in die Ausgangsstellung zurückbringen.

Die Frage des Leckverlustes hängt stark von der Detailplanung bzw. Ausführungsgüte der Antriebe ab. Nach den bisher vorliegenden langjährigen Betriebserfahrungen mit ölhdraulischen Antrieben kann gesagt werden, daß

diese Frage der Undichtigkeit eine ganz untergeordnete Rolle spielt.

IV. Beispiele von ausgeführten und in Planung befindlichen ölhdraulischen Anlagen*

1. Klappenwehre

Wehranlage Schlingen/Wertach (Baujahr 1954/55)

Die erste in Deutschland erstellte, größere Fischbauchklappe mit ölhdraulischem Antrieb ist die Wehranlage Schlingen mit 4,35 m Stauhöhe und 16,0 m Länge bei einseitigem Antrieb der Klappe. Durch die besondere Konstruktion der Seitendichtung (sogenannte Schurre) ist die Wehrnische abgedeckt, so daß bei Hochwasserdurchflutung die Kolbenstange gegen etwaige Eisschollen und Gschwemmsel vollständig geschützt ist. Abb. 1 zeigt eine Ansicht von Unterwasser in Staulage, Abb. 2 den schwenkbaren Hubzylinder im Antriebshaus. Die Verriegelung der

* Die Beispiele stammen von Ausführungen bzw. von in Bearbeitung befindlichen Anlagen, welche von den Dtinglerwerken-A.G., Zweibrücken und Bierbach (nach eigenen Plänen) entwickelt bzw. gebaut wurden.

Tabelle 1. Gegenüberstellung „mechanischer Antrieb — ölhdraulischer Antrieb im Stahlwasserbau“

		mechanischer Antrieb	ölhdraulischer Antrieb
Prinzipieller Aufbau	Kraftquelle	Elektromotor; wahlweise menschliche Arbeitskraft (Handantrieb)	wie nebenstehend; zusätzlich Windkessel als Akkumulator möglich (bei langdauerndem Stromausfall); wahlweise menschliche Arbeitskraft (Handpumpe)
	Kraftübertragung	Zahnradvorgelege, Schneckengetriebe	Ölpumpe — Rohrleitung — Hubzylinder — Kolben
	Hubmittel für Zug Hubmittel für Druck und Zug	Seil, Kette (Zahn-) Stange, drucksteife Kette, Gelenkzahnstange	Kolbenstange aus nichtrostendem Material bzw. hartverchromt, evtl. mit nachgeschaltetem Hubmittel wie nebenstehend
Funktion	Wirkungsgrad	infolge Zahnradvorgelege (Schneckengetriebe) schlechter	gut, da Rohrleitungsquerschnitt genügend groß gehalten werden kann, weil billig
	Überlastungsschutz	Überlastungsschutzkupplung (Rutschkupplung mit elektr. Ausschalter), von Temperatur und Konsistenz des Mediums abhängig, schwierig einzustellen vom Bedienungspersonal	Sicherheitsventil in weiten Grenzen leicht einstellbar
	Kräftemessung an der Lastseite	nur durch teure Druckmeßdosens o. ä. möglich	einfaches Manometer
	stufenlos variable Geschwindigkeit	nicht möglich, nur bei Verwendung von polumschaltbaren Motoren Verhältnisse 1 : 2 : 3	leicht möglich durch Anordnung einer Ölpumpe mit verstellbarer Fördermenge
	Bremse	Backenbremse	keine Motorbremse erforderlich; Servomotor wirkt als progressive Bremse (Ölbremse bei Schnellschluß-Fallschützen
	Schnellabsenkung	nur durch besondere Motoren und Getriebe, evtl. durch Fliehkraftbremse möglich	in einfachster Weise möglich durch Öffnen der Ölablaufleitung vom Zylinder
	Selbstsperrung	nur mit Schneckengetriebe	durch Schließen des Ölkreislaufes mit Ventil
	Endschaltung	durch Getriebe- oder Spindelendschalter oder durch vom Schütz Körper ausgelöste Hebelendschalter	durch vom Schütz Körper oder Hilfsgestänge ausgelöste Hebelendschalter und/oder durch von der Kolbenstange im Zylinderkopf betätigte Ventile.
Räumliche Anordnung	—	Windwerk liegt in unmittelbarer Nähe des Verschlusskörpers, andernfalls ergeben sich unwirtschaftliche Transmissionen	Öldruckerzeugungsaggregat kann an beliebiger Stelle aufgestellt werden
	bei nicht gleichzeitiger Betätigung verschiedener Verschlusskörper	pro Verschlusskörper ist ein Windwerk nötig, andernfalls ergeben sich unwirtschaftliche Transmissionen bzw. Kupplungen; Betätigung der letzteren schwierig	ein Öldruckerzeugungsaggregat kann mehrere Schütze bedienen durch einfache Ventilsteuern
	Anordnung unter Wasser	für Windwerke nicht möglich; Huborgane sind gefährdet wegen Gschwemmselinzug und Vereisungsgefahr	Zylinder kann unter Wasser angeordnet sein; Kolbenstange (nichtrostend, mit schützendem Ölfilm überzogen) bestens geeignet für Unterwasseranordnung
Betrieb und Wartung	Bewegungsfähigkeit bei Kälte	vorhanden	vorhanden, jedoch wird Hydrauliköl bei mehr als 30° Kälte unbrauchbar
	Schmierung und Reinigung	Verschmutzungsgefahr der Zahnradvorgelege (z. B. auf Schleusentoren); viele bewegliche Teile	keine rotierenden Teile, die der Verschmutzung ausgesetzt sind; wenige bewegliche Teile



Abb. 1. Fischbauchklappe (Schlingen), einseitig angetrieben; Ansicht von UW. — a Antriebszylinder; b Verriegelung der Staulage.

Klappe in Höchstlage ist ebenfalls ölhdraulisch ausgebildet (vgl. Abb. 1): eine ölhdraulisch ausschwenkbare Stelze stützt sich gegen den Klappenkörper in der Wehrnische ab. Man erkennt, daß die Anordnung des schwenkbaren Zylinders im Antriebshaus architektonisch noch nicht ganz befriedigend wirkt.

Wehranlage Ottendorf/Main (Baujahr 1958/60)

Die mit der Anlage Schlingen gemachten sehr guten Erfahrungen, insbesondere im Winterbetrieb (ohne elektrische Heizung der Seitendichtungen), erleichterten die Entscheidung für die Ausführung von zwei wesentlich größeren Fischbauchklappen mit je 30 m lichte Weite und 5 m Stauhöhe, welche zu den größten europäischen Wehranlagen dieser Art gehören. Infolge der großen Ausmaße der Klappen ist eine (einseitige) Anordnung nur eines Zylinders nicht möglich, weil hierbei unwirtschaftliche Abmessungen entstanden wären. Der Angriff der Kolbenstange erfolgt nicht direkt am torsionssteifen Fischbauchquerschnitt, sondern über eine Verlängerung desselben („Torsionsrohr“) durch die Pfeilerwand hindurch an einem entsprechenden Hebel. Abb. 3 zeigt schematisch die Anordnung. Auf diese Weise wird eine Wehrnische vermieden

und eine glatte Führung des Strahles am Pfeiler vorbei bei abgesenkter Klappe erreicht.

Der Gleichlauf beider Hubzylinder wird im vorliegenden Fall durch die Torsionssteifigkeit der Fischbauchklappe, also rein mechanisch geliefert. Um bei einseitigen Widerständen (z. B. infolge Vereisung) zu vermeiden, daß das über die ganze lichte Weite sich aufaddierende Torsionsmoment des Verschlußkörpers aus einseitiger Torsions-

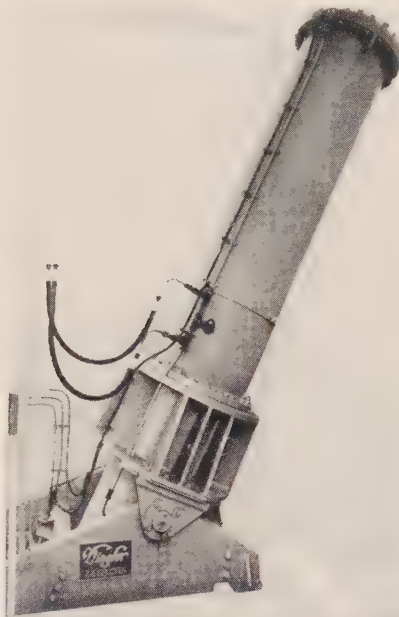


Abb. 2. Fischbauchklappe (Schlingen), Antriebszylinder.

einspannung wirksam wird und damit sowohl die Stahlkonstruktion als auch die Endlager überlastet werden, ist der Klappenkörper in der Mitte der Wehröffnung durchgeschnitten und — neben einer Dichtung — mit einer für ein bestimmtes maximales Torsionsmoment dimensionierten Bolzenverbindung versehen. Die Gleichlaufüberwachung erfolgt durch Messung des Verdrehungsweges beider Klappenenden bzw. beider im Pfeiler liegenden Antriebshebel durch Potentiometer. Ab Überschreiten eines einstellbaren, zulässigen Verdrehungswinkels beider Klappenhälften werden beide hydraulischen Antriebe stillgesetzt.

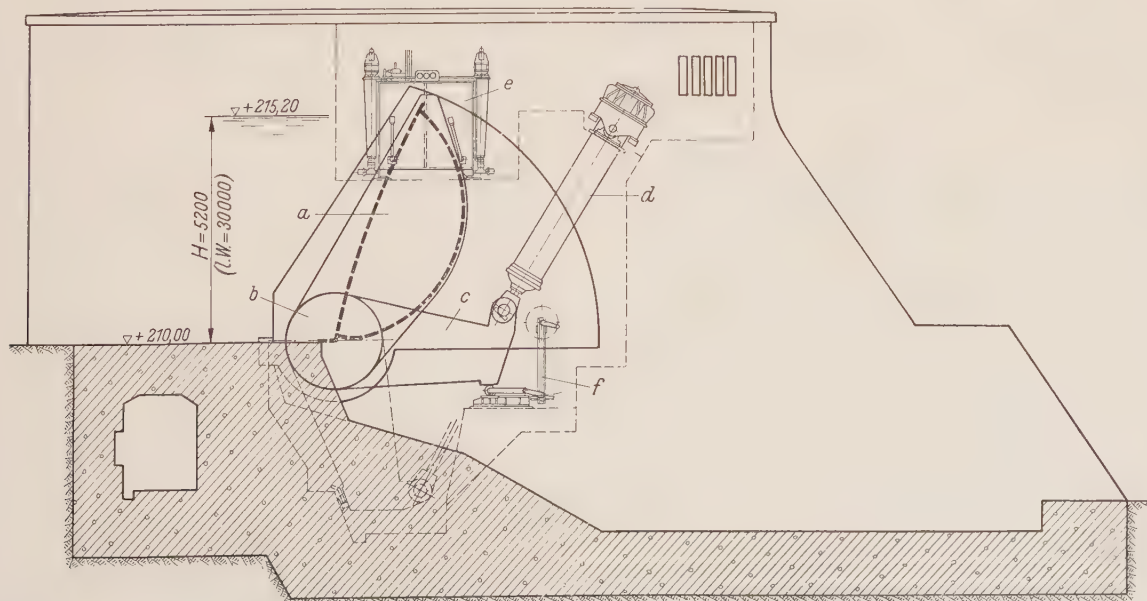


Abb. 3. Fischbauchklappe (Ottendorf), beidseitig angetrieben; Querschnitt durch das Wehr (Tiefstlage teilweise gestrichelt dargestellt). — a Klappenkörper (schematisch); b Torsionsrohr; c Hebel; d Antriebszylinder; e Öldruckerzeugungsaggregat; f Verriegelung für Staulage.

Überlaufklappe zur Entlastungsanlage der Staustufe Donzère Mondragon/Rhône (Baujahr 1950/52)

Überlaufklappe zur Entlastungsanlage der Staustufe Montélimar/Rhône (Baujahr 1955/58)

Wenn der Antrieb einer Überlaufklappe nicht seitlich oberhalb der Klappe an einem oder beiden Enden erfolgt, wie oben gezeigt, ist die Anordnung in Form eines Antriebszylinders unterhalb der Klappe als Druckstempel möglich. Bei der Entlastungsanlage der Staustufe Donzère Mondragon sind 2 Servomotore unter der Klappe angeordnet, bei der ähnlich ausgebildeten, jedoch verbesserten Entlastungsanlage der Staustufe Montélimar nur noch 1 Servomotor (Abb. 4a, obere Hälfte), wobei der schwenkbare

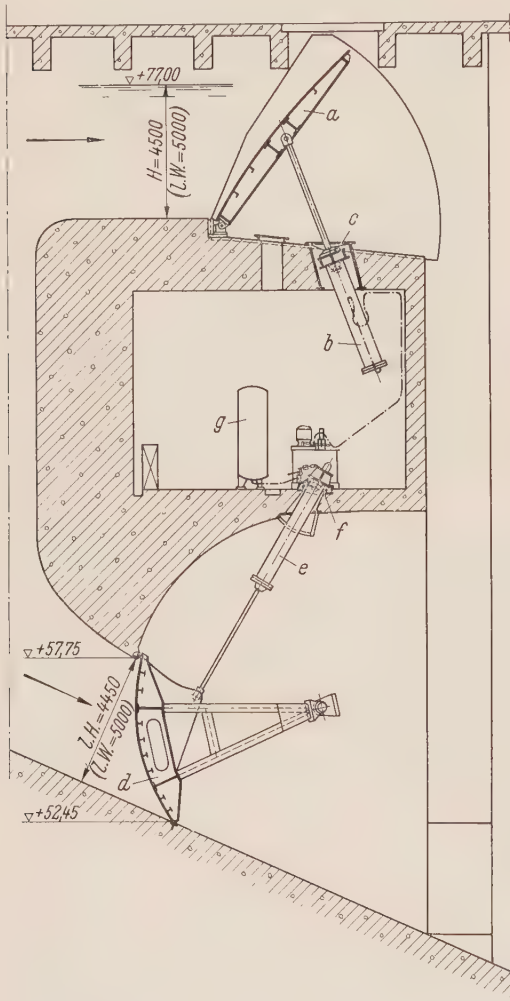


Abb. 4a. Überlaufklappe und Segmentschütz (Montélimar), mittig bzw. einseitig angetrieben; Querschnitt durch die Entlastungsanlage. — a Überlaufklappe; b Antriebszylinder; c Abdichtung gegen den Maschinenraum; d Segmentschütz; e doppelwandiger Antriebszylinder; f Abdichtung gegen Maschinenraum; g Luft-Öl-Akkumulator.

Zylinder mit einer elastischen Gummidichtung gegenüber dem darunterliegenden Maschinenraum abgedichtet ist.

Eine entsprechende Konstruktion mit mechanischem Windwerk ist kaum denkbar, abgesehen von einem Spindelantrieb, welcher hier in Frage kommen könnte, aber mit der hochempfindlichen Spindel im Wasser stehen würde.

2. Segmentwehre

In bestimmten Fällen kann der bei Segmentschützen meist übliche Zahnstangen- oder Kettenantrieb vorteilhaft durch einen ölhdraulischen ersetzt werden. Ausschlaggebend ist hierbei die Frage der Unterbringung des Zylinders im Bauwerk.

Entlastungsanlage zur Staustufe Montélimar/Rhône (Baujahr 1955/58)

Im unteren Teil der Abb. 4a ist ein Segmentwehr (Tierschutz) dargestellt, das als torsionssteifer Körper ausgeführt ist und demzufolge einseitig angetrieben werden kann. An die Betriebssicherheit des ölhdraulischen Antriebs wurden entsprechend der Funktion des Schützes als Entlasten (für auftretenden Schwall beim Ausfall der Turbinen) hohe Anforderungen gestellt: bei Ausfall des Stromes muß ohne Betätigung des Handantriebs ein zweimaliges Auf- und Abbewegen des Schützes von der Schließlage in die geöffnete Lage möglich sein. Eine solche Bedingung kann — im Gegensatz zum mechanischen Antrieb — nur durch die Kombination des ölhdraulischen Antriebes mit einem Luft-Öl-Akkumulator erfüllt werden, welcher in normalen Betriebszeiten automatisch aufgeladen wird. Die entsprechende hydraulische und elektrische Schaltung ist dementsprechend kompliziert.

Interessant ist die Ölzuführung für das Heben. Um im unteren, der sehr starken Strömung des Wassers ausgesetzten Teil bewegliche Rohranschlüsse (in Form von Hochdruckschläuchen) zu vermeiden, wurde der Zylinder doppelt

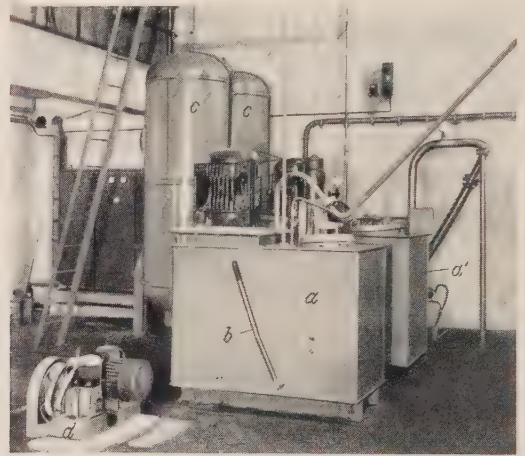


Abb. 4b. Überlaufklappe und Segmentschütz (Montélimar), Öldruck-erzeugungsaggregate. — a Ölbehälter für Überlaufklappe; a' Ölbehälter für Segmentschütz; b Handpumpe; c Luft-Öl-Akkumulator; d Kompressor für c.

wandig ausgeführt, so daß das Öl zwischen beiden Zylinder-mänteln unter den Kolben gebracht werden kann. Der Zylinder ist schwenkbar aufgehängt und gegenüber dem Maschinenraum abgedichtet.

Abb. 4b zeigt die Öldruckerzeugungsaggregate für die Überlaufklappe (vgl. Abb. 4a) und das Segmentschütz (a' Hintergrund).

3. Hakenschütze

Als Beispiel dafür, daß sich der ölhdraulische Antrieb überall dort in den Vordergrund schiebt, wo echte Vorteile in betrieblicher, technischer oder wirtschaftlicher Hinsicht erzielt werden können, sei auf die neueste Entwicklung hingewiesen, welche den Antrieb des Oberschützes eines Hakenwehres umfaßt. Normalerweise ist das Zylinder-Kolben-Aggregat nur dann sinnvoll, wenn seine Hubhöhe nicht ein Vielfaches der entsprechenden Schützhöhe beträgt. Im vorliegenden Fall (vgl. Abb. 5) weist jedoch das Hakenschütz (als zusammengefahrenes Schützpaket) eine beachtlich große Hubhöhe auf; demnach kann unter Beibehaltung des sog. tiefliegenden Windwerks, bei der das Hakenschütz am Windwerk vorbei in die Höchstlage gefahren werden kann, das Absenken des Oberschützes von der Staulage die Tiefstlage durch einen Antriebszylinder erfolgen. Bei Hochfahren des Schützpaketes von der Staulage ab bis die Höchstlage wird das Oberschütz durch das mit einem normalen Kettenantrieb ausgerüstete Unterschütz manövriert. Das Charakteristikum des hydraulischen Haken-

schützantriebes (DPA, ausl. Pat. ang.) ist, daß das Oberschütz sich über eine Konsole auf das untere mit einer Traverse versehene Ende der Kolbenstange derart auflagert, daß es mit dieser Konsole an dem Zylinder vorbei in die Höchstlage fährt. Bei Bedarf kann sogar mit Hilfe des ölhdraulischen Antriebs und einer entsprechenden Verriegelung das Oberschütz abwärts gedrückt werden, was mit Rücksicht auf die besonderen Verhältnisse bei höheren Überströmungen des Hakenschützes eine wirtschaftlichere Auslegung des Antriebes gestattet. Der technische Vorteil der Lösung liegt darin, daß im Zuge der Einregulierung häufig betätigte Ketten, die erfahrungsgemäß einem gewissen Verschleiß unterliegen, für das

Entleerung der Schleuse dienen, ist nachstehend durch die 3 ersten Schleusen an der unteren Rhône gegeben. Die Schleusen zeichnen sich durch die größten Gefälle in Europa mit bis zu 27 m aus.

Schleuse der Staustufe Donzère Mondragon/Rhône (Baujahr 1950/52) — *Schleuse der Staustufe Montélimar/Rhône* (Baujahr 1955/57) — *Schleuse der Staustufe Baix/Rhône* (Baujahr 1958/60)

Die Bilder 6a—c zeigen einen Schnitt durch ein Schleusenfüllschütz samt Antrieb bei den Anlagen Donzère Mondragon (Abb. 6a), Montélimar (Abb. 6b) und Baix (Abb. 6c). Man beachte die Lage des Dichtdeckels und das

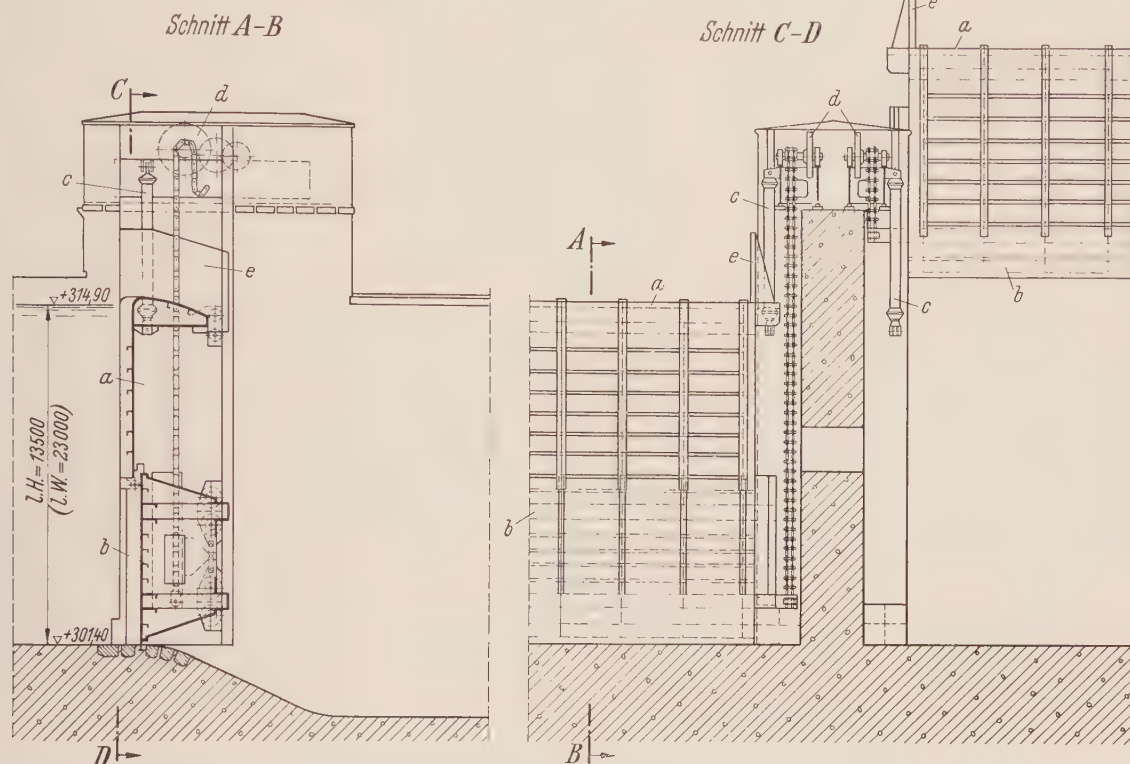


Abb. 5. Hakenschütz (Projekt) mit ölhdraulischem Antrieb des Oberschützes und mechanischem Kettenantrieb des Unterschützes; Querschnitte durch das Wehr. — a Oberschütz, beidseitig angetrieben; b Unterschütz; c Antriebszylinder für Oberschütz; d Kettenwindwerk für Unterschütz; e Seitenschild am Oberschütz.

berschütz vermieden werden. Außerdem ist die Stahlkonstruktion und die seitliche Dichtung des Oberschützes an den Enden vereinfacht, die beim „tiefliegenden“ Kettenwindwerk entsprechende auskragende Stiele aufweisen müßte. Schließlich ist eine Schnellabsenkung des Oberschützes, die beim mechanischen Windwerk umfangreiche konstruktive Aufwendungen benötigt und betrieblich nicht zuverlässig ist, in einfachster Weise möglich. Selbstverständlich ist für einen Gleichlauf zu sorgen, was aber eine Schwierigkeit darstellt.

4. Rollschütze

Der hydraulische Antrieb hat sich besonders bei Rollschützen, welche hauptsächlich als Tiefschütze Verwendung finden, durchgesetzt. Es handelt sich hierbei normalerweise um einen maximalen Hub, welcher der Durchflußhöhe des am Schütz verschlossenen Querschnittes entspricht. Der Antrieb ist mit dem Schütz entweder direkt oder über ein Zwischengestänge am unteren Kolbenstangenende verbunden. Dieses Zwischengestänge wurde in einem Fall mit einer Länge von 120 m (!) ausgeführt.

Schleusenumlaufverschlüsse

Eine interessante Beispielreihe für die Entwicklung bzw. konstruktive Gestaltung von hydraulischen Antrieben für Schleusenumlaufverschlüsse, welche zur Füllung und

Zwischengestänge, welches wegen seiner großen Länge mit Rücksicht auf etwaige Flattererscheinungen und auf die bestehende Knickgefahr beim Senken mit Druck eine seitliche Führung benötigt. Die Rollschütze sind mit sog. „Wasserbremsen“ versehen.

Die technisch interessanteste Seite des ölhdraulischen Antriebes im Vergleich zum mechanischen Antrieb ist die (bereits oben erwähnte, vgl. Tabelle) variable Hubgeschwindigkeit infolge verstellbarer Fördermenge der Pumpe. Für eine möglichst ruhige und rasche Füllung bzw. Entleerung der Schleuse ist zunächst langsames, dann schnelleres Öffnen des Durchflußquerschnittes und damit eine entsprechende Hubbewegung des Schützes notwendig. Dies wird dadurch erreicht, daß ein mit dem Schütz verbundenes Steuergestänge (in Abb. 7a und Abb. 7b mit „h“ bezeichnet) eine entsprechende Schablone trägt, die entweder mechanisch (Donzère Mondragon, Abb. 7a, mit „K“ bezeichnet) oder neuerdings ölhdraulisch (Montélimar, Abb. 7b, mit „K“ bezeichnet) abgetastet wird bzw. auf die Pumpenverstellung wirkt.

Demzufolge befinden sich in Donzère Mondragon die Öldruckerzeugungsaggregate noch auf den Dichtdeckeln, also in unmittelbarer Nähe dieses Steuergestänges bzw. des Zylinders.

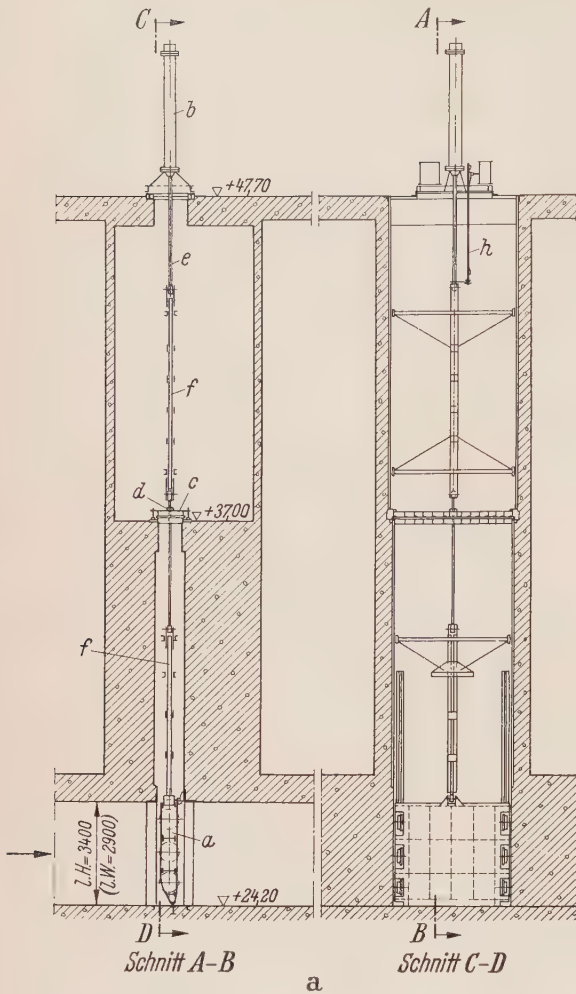


Abb. 6a. Rollschütz als Schleusenumlaufverschluß (Donzère Mondragon), mittig angetrieben, Querschnitte. — a Pollschütz; b Antriebszylinder; c Dichtdeckel; d Stopfbüchse; e Kolbenstange; f Zwischengestänge; h Steuergestänge für Pumpenverstellung.

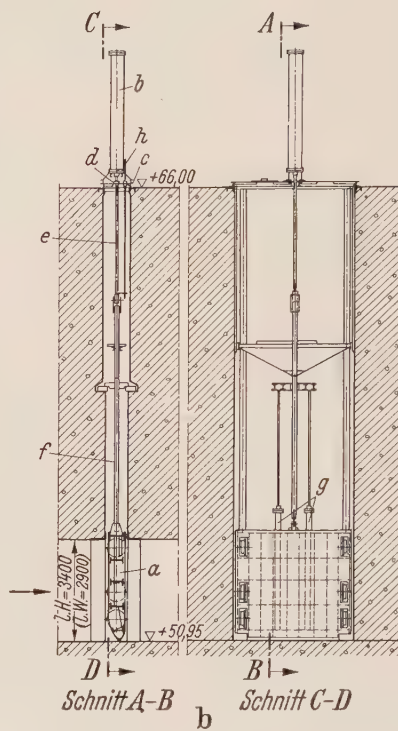


Abb. 6b. Rollschütz als Schleusenumlaufverschluß (Montélimar), mittig angetrieben, Querschnitte. — g Wasserbremse.

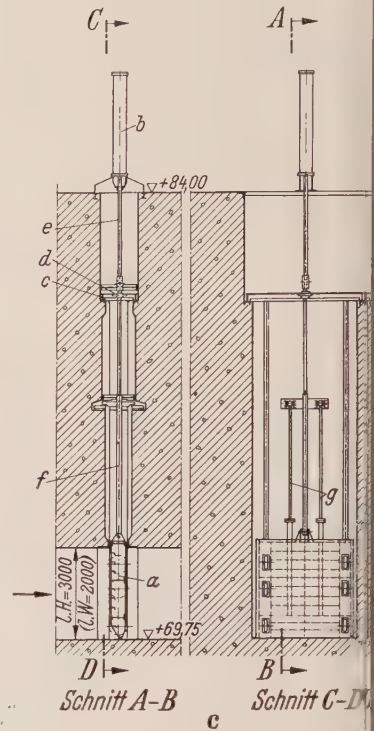


Abb. 6c. Rollschütz als Schleusenumlaufverschluß (Baix), mittig angetrieben, Querschnitte.

Abb. 7b läßt erkennen, daß man leicht je 2 Pumpenaggregate, welche neuerdings abseits vom Zylinder aufgestellt sind, zusammenfassen kann, so daß beide Aggre-

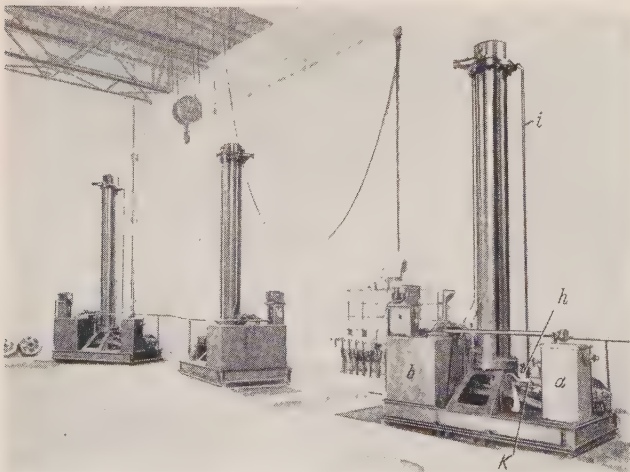


Abb. 7a. Schleusenumlaufverschlüsse (Donzère Mondragon), ölhdraulische Antriebe. — a Öldruckerzeugungsaggregat; b Ölbehälter; h Steuergestänge für Pumpenverstellung (oberes Ende gerade noch sichtbar); i Führung für h; k mechanische Übertragung der Pumpenverstellung.

gate wahlweise auf das eine oder andere Schütz durch einfache Schieberbetätigung geschaltet werden können, falls eines der beiden Aggregate ausfallen sollte.

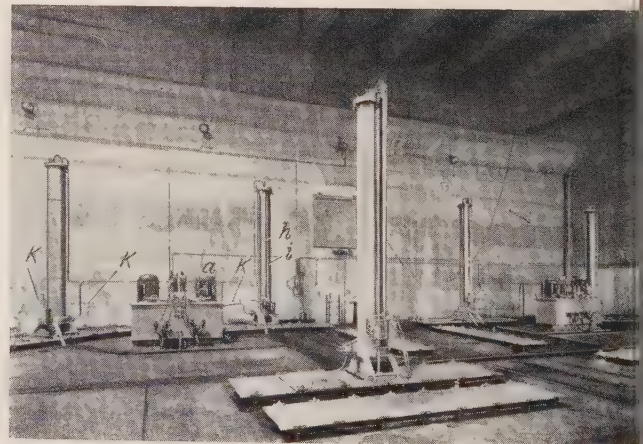


Abb. 7b. Schleusenumlaufverschlüsse (Montélimar), ölhdraulische Antriebe. — a Öldruckerzeugungsaggregat mit Ölbehälter; h Steuergestänge für Pumpenverstellung; i Führung für h; k ölhdraulische Übertragung der Pumpenverstellung.

Schleuse Geesthacht/Elbe (Baujahr 1957/59)

Angeregt durch den Eingang des hydraulischen Schütz antriebes werden neuerdings auch in Deutschland Umlaufverschlüsse mit ölhdraulischen Antrieben vorgesehen, die bisherigen Betriebserfahrungen der oben geschilderten Anlagen in Frankreich ausgezeichnet sind.

Im Falle der Schleuse Geesthacht, die ein neuartiges Füll- und Entleerungssystem durch einen in der Mitte der Mauer befindlichen Kanal im Zusammenwirken mit d

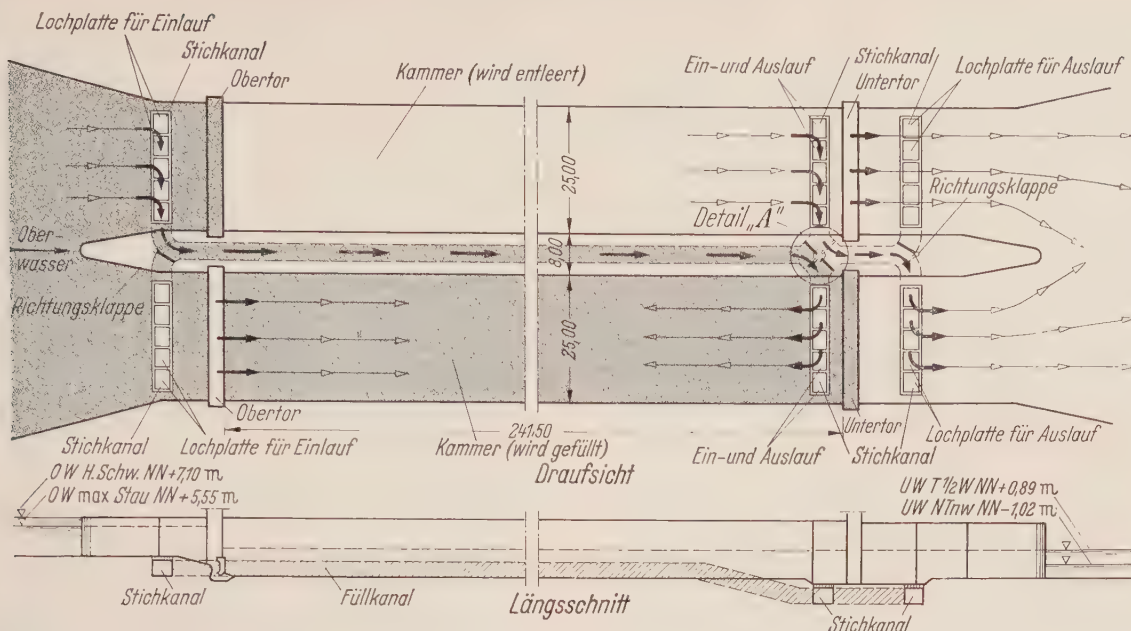


Abb. 8a. Füll- und Entleerungssystem der Doppelschleuse (Geesthacht), Grundriß und Längsschnitt; die Pfeile deuten den Verlauf des Füll- bzw. Entleerungswassers an.

Füllung und Entleerung unter den Hubtoren der Doppelschleuse benutzt (vgl. Abb. 8a), konnte eine technische Lösung in Form von 4 unmittelbar benachbarten, diagonal angeordneten Rollschützen entwickelt werden, die sich durch kleinsten Platzbedarf in der Grundrißentwicklung auszeichnen, deren Antriebe mit Rücksicht auf diese geringen Raumverhältnisse als Zylinder-Kolben-Aggregate ausgebildet sind. Abb. 8b zeigt eine Draufsicht auf die Schütze in der sogenannten „Sternanordnung“ (DPA., ausl. Pat. an.).

Tiefschütze für Stauwerke

Tiefschütz für Grundablaß zum Speicher Roßhaupten/Lech (Baujahr 1953/55)

Wo es die räumlichen Verhältnisse bedingen, kann der Antriebszylinder auch seitlich des Schützes angeordnet werden, wie es Abb. 9a für den Fall des Tiefschützes Roßhaupten zeigt. Das Öldruckerzeugungsaggregat befindet sich in einem Nebenraum. Abb. 9b zeigt den Antrieb auf dem Prüfstand im Werk.

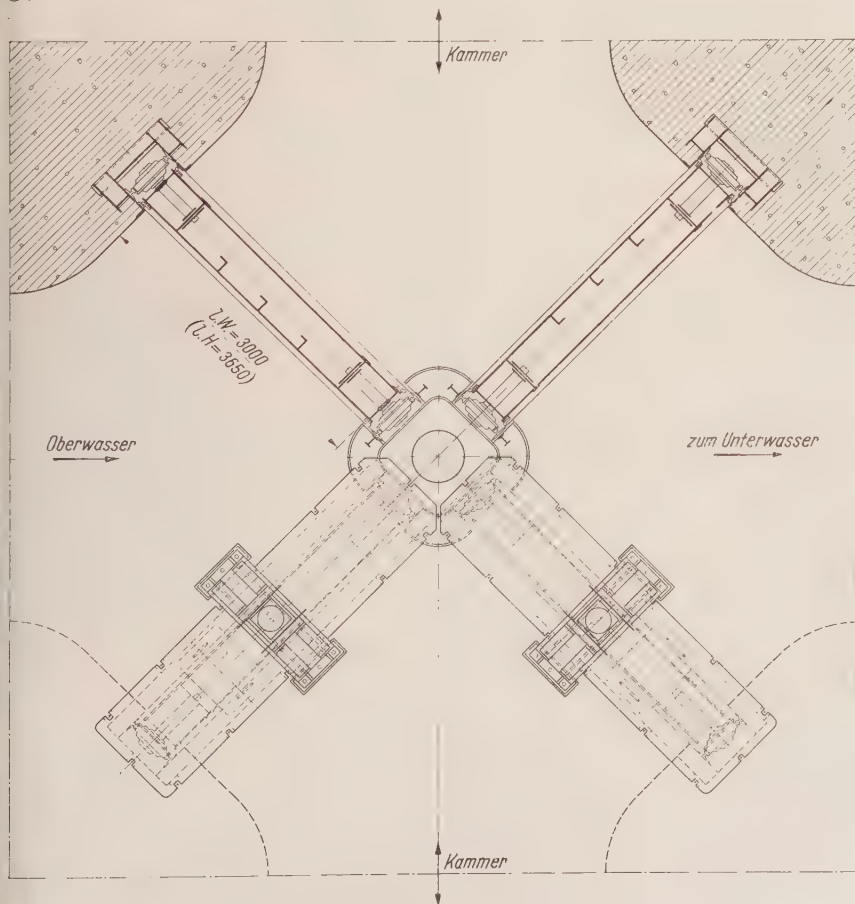


Abb. 8b. Füll- und Entleerungsschütze (Geesthacht), Detail „A“ („Sternverschluß“); obere Bildhälfte Schnitt durch die Schütze, untere Bildhälfte Draufsicht auf Dichtdeckel und Antriebszylinder.

Tiefschütze im Einlaufbauwerk des Pumpspeicherwerkes Happurg bei Nürnberg (Baujahr 1956/58)

Verschlüsse für die Einläufe von Druckrohrleitungen werden nur in manchen Fällen als Regulierschütze herangezogen, in den meisten Fällen jedoch sind sie Sicherheitsorgane in Form von Schnellschlußschützen. An Hand der Abb. 10, welche einen Schnitt durch das Einlaufbauwerk Happurg darstellt, erkennt man, daß der hydraulische Antrieb besonders für derartige „Fallschütze“ geeignet ist, da durch einfaches Öffnen von Hand oder mittels Magnetschieber (auch bei etwaigem Ausfall des elektrischen Stromes) das Schütz entsprechend des freigegebenen Querschnittes in der Ölleitung abgesenkt werden kann und somit seine Funktion als Schnellschluß ausübt. In diesem Zusammenhang sei auf die Bremswirkung des Zylinder-Kolben-Aggregats hingewiesen, die in einem solchen Fall selbständig eintritt („Ölbremse“) und insbesondere das Aufsetzen des Schützes besonders stark abbremst. Entsprechende Vorrichtungen bei einem mechanischen Windwerk, z. B. in Form einer Fliehkraftbremse, haben bei weitem nicht die gleiche Betriebssicherheit.

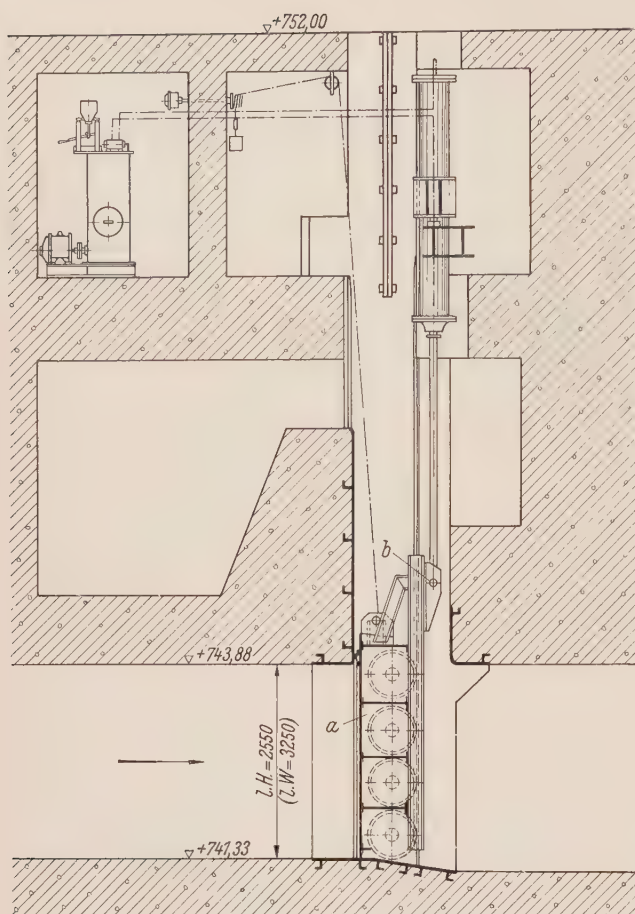


Abb. 9a Rollschütz (Roßhaupten), mittig angetrieben; Querschnitt. — a Schützkörper; b Angriffspunkt der Kolbenstange.

Tiefschütz als Hubschütz im Neuharlingersiel/Nordsee (Baujahr 1958/60)

Bei besonders beengten Raumverhältnissen für die Aufstellung des Zylinders kann eine nachstehend dargestellte Anordnung besonders vorteilhaft sein: es ist ohne

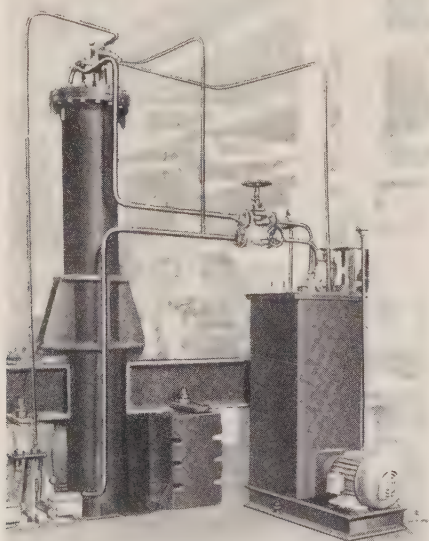


Abb. 9b. Rollschütz (Roßhaupten), ölhydraulischer Antrieb auf dem Prüfstand.

weiteres möglich, den Zylinder fest im Schützkörper zu verlagern und die Kolbenstange nach oben hin am Beton zu verankern, wie das Abb. 11 im Falle eines Hubschützes für das Neuharlingersiel zeigt. Die Ölzufuhr

erfolgt durch die hohle Kolbenstange in den Raum zwischen Kolben und Zylinder. Eine Gleichlaufvorrichtung sichert das gleichmäßige Heben und Senken der beiden Enden des Rollschützes.

Tiefschütze für Grundablaß bzw. Einlauf der Talsperre Serre Ponçon/Durance (Baujahr 1955/60)

Die ihrer Größe nach bemerkenswerteste Lieferung von ölhydraulischen Antrieben im Stahlwasserbau stellt die

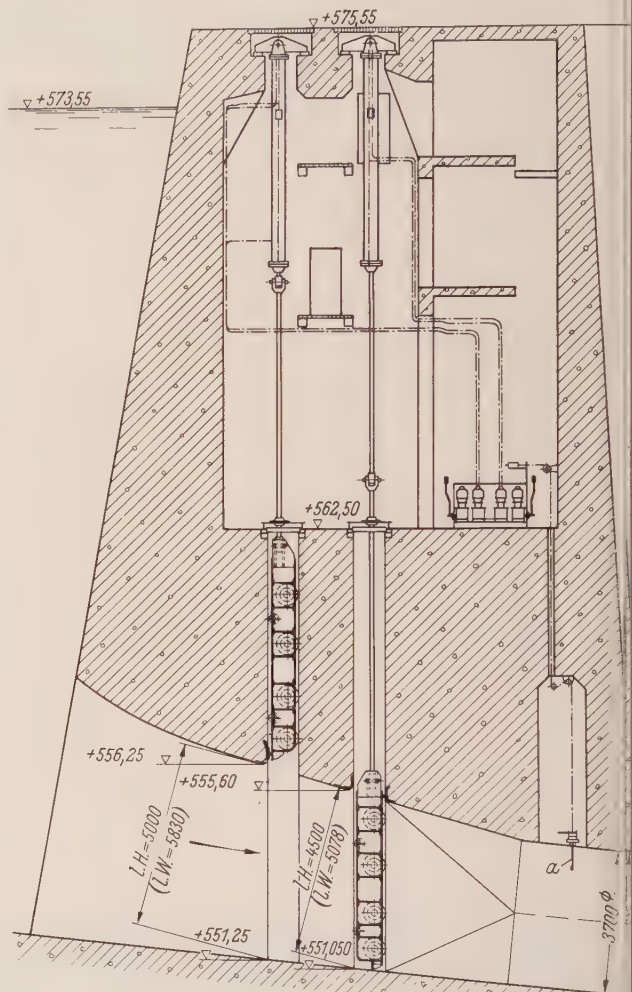


Abb. 10. Schnellschlußschütze (Happurg), mittig angetrieben; Querschnitt durch das Einlaufbauwerk. — a Übergeschwindigkeitslöser.

Anlage Serre Ponçon mit 2 Schnellschlußschützen von 6,2 m × 11,0 m Durchflußquerschnitt bei einem Wasserdruk von 126 m, einer max. Durchflußmenge von 1000 m³/s.

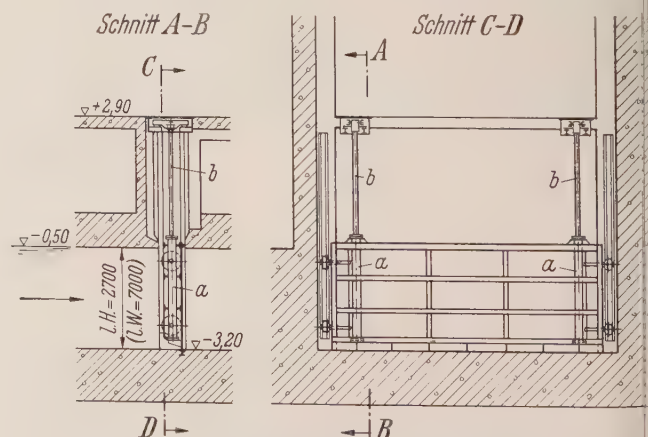


Abb. 11. Rollschütz (Neuharlingersiel), beidseitig angetrieben, Querschnitt. — a Antriebszylinder; b Kolbenstange (hohl).

sekunde und einer max. Wassergeschwindigkeit von 30 km/Stunde dar. Die Schließzeit beträgt 1 Minute. Der Hub von etwas mehr als 11 m bedingt Hubzylinder mit einer Länge von nahezu 12 m; zur Erzeugung der max. Hubkraft von ca. 540 t ist ein Zylinderinnen-



Abb. 12. Tiefschütze (Serre Ponçon) mittig angetrieben; Bauzustand. — a Schützkörper; b Antriebszylinder; c Kolbenstange; d Öl-druckerzeugungsaggregat.

Durchmesser von 620 mm bei einem Öldruck von 190 atü erforderlich. Abb. 12 zeigt die Anlage im Bauzustand, wo die Zylinder noch tief angeordnet sind; sie werden im endgültigen Ausbaustadium etwa 90 m höher angeordnet und durch Gestänge mit den Schützen verbunden.

Derartig große Abmessungen bedeuten — mehr als in jedem anderen Falle — entsprechend sorgfältige Planung und Werkstattausführung. Die Tiefschütze Serre Ponçon dürfen als eine der größten der Welt angesprochen werden.

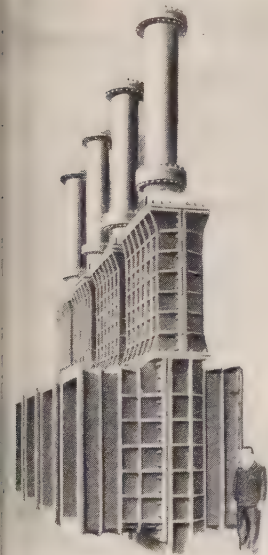


Abb. 13. Gleitschütze (Embalse del Maule), mittig angetrieben.

5. Gleitschütze (Schieber)

Große Schieber mit ölhydraulischem Antrieb gehören zwar nicht mehr zum (eng begrenzten) „klassischen“ Stahlwasserbau, sollen aber in diesem Rahmen an Hand der Abb. 13 Erwähnung finden, die Wasserschieber in Form von Gleitschützen in geschlossenen Gehäusen darstellt (Talsperre Embalse del Maule/Chile, Baujahr 1953/54).

6. Stemm- und Schlagtore für Schleusen

Stemmtore und Schlagtore (auch Drehtore genannt) führen zum Öffnen und Schließen der Schleusenkammer lediglich eine Drehbewegung um eine durch Spur- und Auflager gehende lotrechte Achse aus, sie können deshalb in einfachster Weise von einem am obersten Riegel des Tors angreifenden horizontal liegenden Zylinder-Kolbenaggregat angetrieben werden. Diese Lösung ist im Ausland schon seit langem bekannt und auch teilweise angewandt worden.

Bei Stemm- und Schlagtoren mit eingebauten, der direkten Füllung bzw. Entleerung dienenden Schützen (Roll-, Gleit- oder Segmentschützen) ergibt sich für den ölhydraulischen Antrieb eine besonders reizvolle Anwendungsmöglichkeit, da gegenüber mechanischen Antrieben eine erhebliche Vereinfachung erzielt werden kann.

Obwohl bereits vor mehreren Jahren entsprechende Vorschläge (im Rahmen von Ausschreibungen) für ölhydraulische Antriebe von Stemmtoren mit eingebauten Füll- bzw. Entleerungsöffnungen gemacht wurden, gelangten sie nicht zur Ausführung bei großen 12 m-Schleusen. Der Aufgeschlossenheit der für die Main-Kanalisation verantwortlichen technischen Stellen ist jedoch die erstmalige Ausführung von kleineren, derartig angetriebenen Schleusentoren (sog. Drehtoren) als Kahnschleusentore am Main zu verdanken.

Vollautomatische Kahnschleusen

Eine derartige Kahnschleusenausrüstung wurde erstmals für die Kahnschleuse Volkach/Main (Baujahr 1955/56), dann für weitere Kahnschleusen im Main, in der Donau und Mosel in Auftrag genommen. Es handelt sich um eine Neuentwicklung hinsichtlich des automatischen Ablaufes sämtlicher Phasen bei einer Berg- oder Talschleusung, die durch entsprechendes Öffnen und Schließen der Schütze und Torflügel am Ober- und Unterhaupt in der chronologischen Reihenfolge gegeben ist. Bei mit mechanischen Antrieben ausgerüsteten Kahnschleusen besteht die Gefahr, daß infolge von Bedienungsfehlern die Antriebe durch die Benutzer der Schleuse (Fischer, Sportler und dgl.) unbrauchbar gemacht werden.

Der vollautomatische hydraulische Antrieb (DPA) erfordert lediglich die Betätigung eines Wahlschalters mit den Stellungen „Talfahrt“ bzw. „Bergfahrt“ und ergibt durch Drehen einer Handkurbel einen zwangsläufigen Ablauf der gesamten Schleusung. Dabei kommt es nicht darauf an, wie schnell, wie lange und mit welcher Kraft an der Handkurbel gedreht wird und ob nach Erreichen einer Endstellung an der Kurbel weitergedreht wird oder

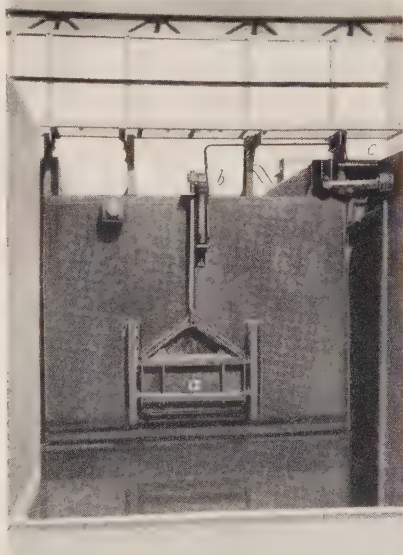


Abb. 14a. Drehtor am Oberhaupt (Volkach), Ansicht von OW (Stau abgelassen). — a Füllschütz; b Servomotor für Füllschützbewegung; c Servomotor für Torbewegung.

nicht. In diesem Falle würde das Öl einfach in einem „toten Kreislauf“ gefördert.

Abb. 14a zeigt das Obertor der Kahnschleuse Volkach/Main von Oberwasser im Bauzustand (ohne Einstau). Das Untertor ist gleichartig ausgebildet. Man erkennt den vertikalen Hubzylinder für die Betätigung des Rollschützes und den horizontalen Zylinder für die Drehbewegung des Tors zum Öffnen und Schließen. Abb. 14b zeigt die Schleusenkammer mit Obertor und Handkurbel im Betrieb.

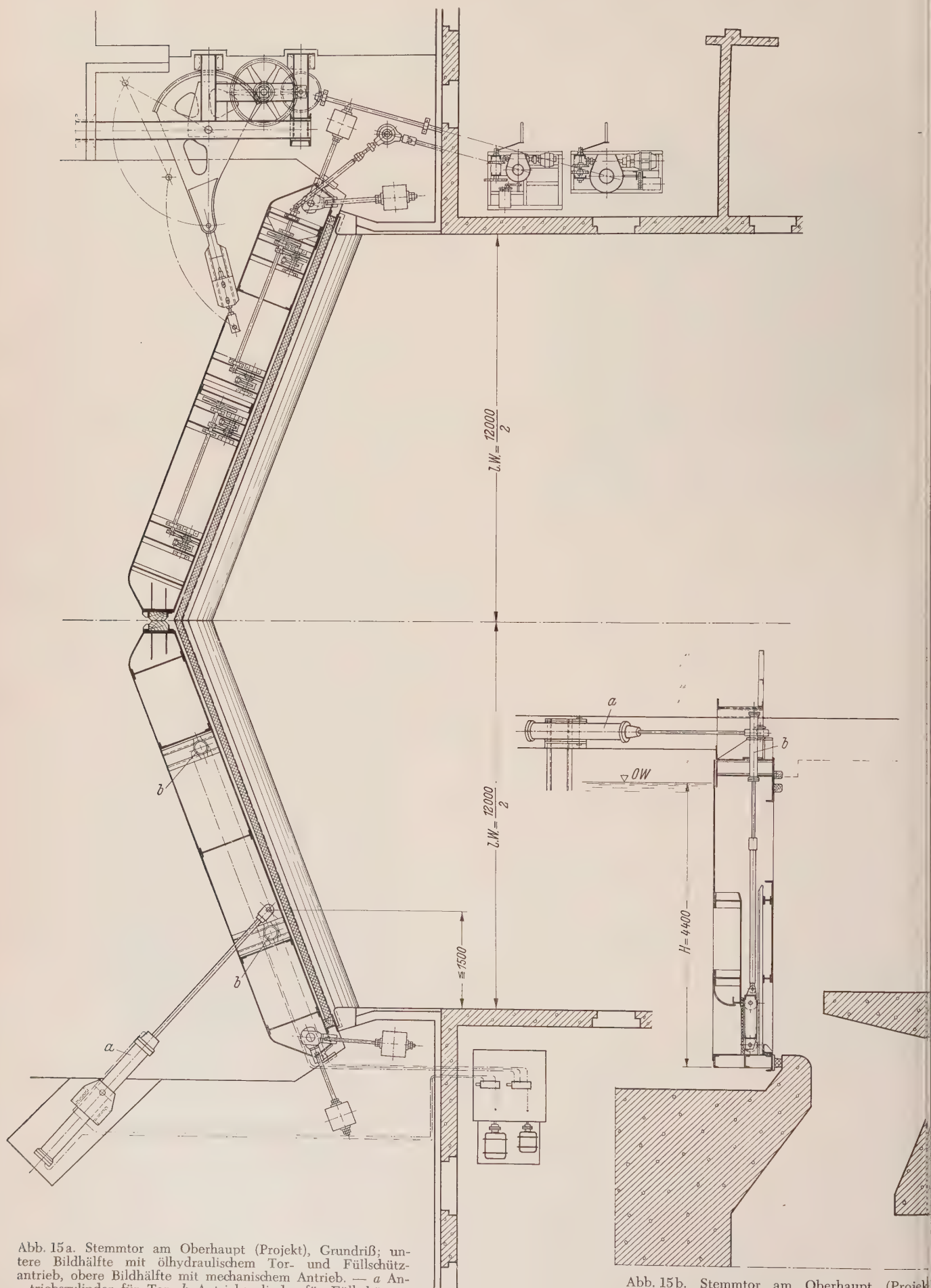


Abb. 15a. Stemmtor am Oberhaupt (Projekt), Grundriß; untere Bildhälfte mit ölhydraulischem Tor- und Füllschütz-antrieb, obere Bildhälfte mit mechanischem Antrieb. — *a* Antriebszylinder für Tor; *b* Antriebszylinder für Füllschütz.

Abb. 15b. Stemmtor am Oberhaupt (Projekt) Querschnitt durch das Tor nach Bild 15a.



1620

Für Technik und Wissenschaft: eine neue Leistung - ein entscheidender Fortschritt

Elektronische IBM-Rechenanlagen sind wichtige Hilfsmittel für Ingenieure und Wissenschaftler zur Bewältigung der umfangreichen und komplizierten Berechnungsaufgaben, denen sie auf allen Gebieten der Technik und Forschung gegenüberstehen. Eine neue Leistung, ein entscheidender Fortschritt zur Lösung dieser Probleme ist die volltransistorisierte Rechenanlage IBM 1620. Konstruiert für die speziellen Erfordernisse des Technikers, des Ingenieurs und des Wissenschaftlers, vereinigt sie in sich die modernsten Erkenntnisse im logischen und technischen Aufbau von Rechenanlagen. Durch ihre einzigartige Preiswürdigkeit und ihre außerordentliche Flexibilität ist sie von größter Bedeutung für die rationelle Bewältigung bereits in Angriff genommener Aufgaben und für die Erschließung völlig neuer Anwendungsgebiete.

Speicherprogrammiert mit leistungsstarken Instruktionen und Direkt-Operationen.

Transistorisiert mit modernsten, einheitlichen Bauelementen. Gedruckte Schaltungen.

Magnetkernspeicher mit hoher Kapazität: 20 000 einzeln adressierbare Kernspeicherstellen. Jede Speicherstelle kann Ziffern, Buchstaben oder Sonderzeichen aufnehmen. Dezimale Arbeitsweise. Variable Feld- und variable Satzlänge. Optimale Ausnutzung der Speicherkapazität.

Hohe Rechengeschwindigkeit: Über 100 000 Rechenoperationen pro Minute.

Rechnen im Kernspeicher: In jeder beliebigen Kernspeicherstelle kann addiert und subtrahiert werden. Alle Rechenoperationen werden ohne Rechenwerk mittels einer neuentwickelten Tabellentechnik durchgeführt.

Zweckmäßige Ein- und Ausgabe über Lochstreifen und Schreibmaschine.

Selbstprüfung: Eingabe und Ausgabe sowie interne Übertragungen werden von der Maschine automatisch geprüft.

Hochentwickelte Programmierungssysteme: Erleichterung der Programmierarbeit durch symbolische Programmierung und Fortran. Umfangreiche Programmbibliothek für mathematische Probleme und für spezielle Anwendungsgebiete.

Ausführliche Informationen über den neuen Transistorenrechner IBM 1620 und über die vielfältigen Möglichkeiten, die er zur Lösung Ihrer speziellen Probleme bietet, geben Ihnen bereitwillig und selbstverständlich völlig unverbindlich die technisch-wissenschaftlichen Spezialisten der IBM. Rufen Sie doch bitte die Ihnen nächstgelegene IBM-Geschäftsstelle an:

Aachen 3 33 86, 2 07 41 • Augsburg 75 55 / 56 • Berlin 73 01 71, 73 48 93 • Bielefeld 6 22 23, 6 22 29 • Bonn 5 12 44 / 45, Braunschweig 2 61 01 / 02 • Bremen 2 35 55 / 57 • Darmstadt 7 54 05, Dortmund 2 79 21 • Düsseldorf 8 44 81 - 84 • Duisburg 2 07 41 / 42, Essen 2 60 47 / 48 • Frankfurt 33 01 56 • Freiburg 3 28 31, Friedrichshafen 30 66 • Hamburg 34 18 16 - 19 • Hannover 2 75 81, Heilbronn 8 66 33 / 34 • Kaiserslautern 71 70 • Karlsruhe 2 16 21, Kassel 1 47 69, 1 65 80 • Kiel 4 86 55 • Köln 23 35 46, Mannheim 2 68 85 • München 59 29 33 • Münster 4 37 91 / 92, Nürnberg 5 42 44 • Regensburg 55 95 • Saarbrücken 2 24 91, 2 47 20, Siegen 2 22 12 • Stuttgart 29 69 43, 29 31 44 • Ulm 6 47 31 / 32, Wiesbaden 2 49 41 / 42 • Würzburg 5 34 19 • Wuppertal 4 02 85 / 86

IBM Deutschland

Internationale Büro-Maschinen Gesellschaft m. b. H.
Hauptverwaltung Sindelfingen bei Stuttgart

VOITH

Ölhydraulische Antriebe für den Stahlwasserbau

50 Jahre Erfahrungen an Tausenden von ölhydraulischen Antrieben für Leitapparate unserer Wasserturbinen, für Drosselklappen, Kugel- und Ringschieber

35 Jahre Erfahrungen an 250 ölhydraulischen Antrieben bei Stollenschützen, Grundablaßschützen, Schnellschlußschützen, Regelschützen

Neuzeitliche Werkstatteinrichtungen für den Bau auch größter ölhydraulischer Antriebe bieten die Gewähr für solide Ausführung und größte Betriebssicherheit

J. M. VOITH GMBH · HEIDENHEIM (BRENZ) · WÜRTT.

Landwirtschaftlicher Wasserbau

Von Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. GERHARD SCHROEDER

(Handbibliothek für Bauingenieure. Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis.

Begründet von ROBERT OTZEN)

Dritte, umgearbeitete Auflage. Mit 382 Abbildungen. XI, 551 Seiten Gr.-8°. 1958.

Ganzleinen DM 54,—

Inhaltsübersicht: Boden- und Pflanzenkunde: Der Zustand des Bodens (Physik). Der Stoff des Bodens (Chemie). Das Leben im Boden (Biologie). Die Böden. Bodenuntersuchungen. Die Wachstumsbedingungen der Pflanze. Die Pflanzensoziologie · Gewässer- und Wetterkunde: Die Niederschläge. Die Verdunstung. Das Grundwasser. Der oberirdische Abfluß. Die Winde · Bäche, Gräben und Entwässerungskanäle: Die schädliche Bodennässe. Die Ziele der Entwässerung. Die Wasserläufe. Bauwerke. Die Bearbeitung der Entwürfe. Die Unterhaltung · Flüsse und Flußdeiche: Die Flußregelung. Die Flußdeiche · Wirkungen der Wasserstraßen und Wasserkraftwerke auf Landeskultur und Fischerei: Wirkungen auf die Landeskultur. Wirkungen auf die Fischerei · Dränung: Allgemeines. Die Dränung der Mineralböden. Die Dränung der Moorböden · Schöpfwerke: Die Anlage im allgemeinen. Die Schöpfwerksmaschinen. Die Schöpfwerksgebäude und Nebenanlagen. Die Wahl der Schöpfwerksmaschinen. Der Schöpfwerksbetrieb · Bewässerung: Allgemeines. Die Wirkung der Bewässerung. Die Beschaffenheit des Wassers. Die Wassergewinnung. Die Zu- und Ableiter. Der Wasserverbrauch. Die Stau- und Rieselfverfahren. Die unterirdischen Bewässerungsverfahren. Die Feldberegnung. Die Bewässerung mit Abwasser · Moorkultur: Die Entwässerung der Moore. Die Kultur der Niedermoores. Die Kultur der Hochmoore. Bauten im Moor · Landgewinnung: Die gestaltenden Kräfte. Die technischen Maßnahmen · Schrifttumsverzeichnis · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Selbstverständlich könnte auch ein elektrischer Antrieb vorgesehen werden.

Stemmtore

Die auch im Winter gewonnenen, ausgezeichneten Betriebserfahrungen mit der oben erwähnten Kahnschleuse Volkach/Main ebneten den Weg für die Anwendung des ölhydraulischen Tor- und Schützenantriebs bei großen Stemmtoren im Bundesgebiet. In Abb. 15a (untere Bildhälfte) und 15b ist ein derartiges Stemmtor prinzipiell in



Abb. 14b. Drehtor am Oberhaupt (Volkach). — a Handkurbel; b Wahlschalter für Berg- und Talfahrt.

Grund- und Aufriß dargestellt. Die obere Bildhälfte von 15a zeigt vergleichsweise den Grundriß eines mechanischen Schütz- und Torantriebes. Man erkennt ohne weiteres — abgesehen von der Anordnung der an beliebigem Ort aufzustellenden Öldruckerzeugungsaggregate — die Einfachheit der Lösung gegenüber der bisherigen mechanischen: Transmissionen in Form von Stirn- und Kegelradvorgelegen, Kardanwellen und dgl. entfallen, die Anhäufung von Vorgelegen auf dem obersten Riegel kommt in Wegfall und damit die Gefährdung dieser Teile infolge Verformungen aus Be- und Entlastung sowie Temperaturänderung des Torflügels, die Anfälligkeit gegen Verschmutzung und die Wartung ist gering.

Fast alle in der Tabelle des Abschnittes III erkennbaren Vorteile des ölhydraulischen Antriebs sind vorhanden. Besonders sei darauf hingewiesen, daß — nach eingehenden

theoretischen Untersuchungen, die in der Praxis bestätigt wurden — bei einer 12 m-Schleuse die bei geschlossenem Tor ausgefahrene Kolbenstange des Torantriebs nicht durch Schiffsstoß gefährdet ist, wenn der Angriffspunkt am Tor $\leq 1,5$ m von der Schleusenflucht entfernt angeordnet wird.

7. Sonderkonstruktionen

Als Beispiel für eine Sonderkonstruktion im Stahlwasserbau sei die Abb. 16 eines Rohrmantelverschlusses gezeigt, der im Zusammenhang mit einer Rohrturbinenanlage im Flußkraftwerk Luisenthal/Saar (Baujahr 1955/56) gebaut wurde. Es wird eine doppelwandige

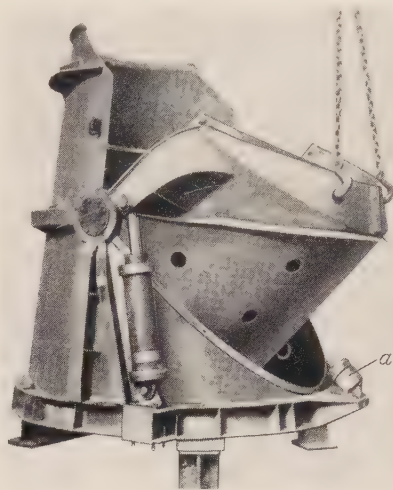


Abb. 16. Rohrmantelverschluß (Luisenthal), beidseitig angetrieben; halb geöffneten Zustand. — a ölhydraulisch betätigte Verriegelung.

Schale des konischen Rohres mit Hilfe von beidseitig angeordneten Zylindern um 90° verschwenkt und so entweder eine abgedichtete Innenwandung des konischen Rohres oder eine um 90° dazu senkrecht stehende Abschlußwand in Form eines Notverschlusses innerhalb des Rohres gebildet. Man erkennt auch die ölhydraulisch betätigte Verriegelung.

V. Zusammenfassung

Nach Darlegung der für ölhydraulische Antriebe im Stahlwasserbau charakteristischen Merkmale wurde an Hand von Beispielen die vielfache Verwendungsmöglichkeit des ölhydraulischen Antriebes gezeigt. Die Beispiele stammen von Ausführungen bzw. in Bearbeitung befindlichen Anlagen, welche in den letzten Jahren von den Dingerwerken AG Zweibrücken und Bierbach entwickelt bzw. nach eigenen Plänen gebaut wurden.

Berechnung der Platten in Polygonalform

Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. Zlatko Modor, Zagreb

DK 624.073.1 : 624.04

1. Einleitung

Polygonalformplatten treten in vielfältiger Weise bei Bau- und Schiffsbau-Konstruktionen auf. Da bekanntlich Lösungen der Plattengleichung hierfür im allgemeinen nicht existieren, müssen numerische Näherungsverfahren herangezogen werden. Die wichtigsten Polygonalformen sind die Dreieck- und Trapezform.

Der Verfasser behandelt nachfolgend Dreiecksplatten, insbesondere gleichschenklige, mit Hilfe der Marcusschen Methode der elastischen Gewebe. Das Ziel war, durch Anwendung dieser Differenzenmethode auf mehrere Platten mit verschiedenen Verhältnissen der Basis zur Höhe Zahlenmaterial für die wichtigsten statischen Größen zur praktischen Anwendung zu schaffen, womit die Möglich-

keit einer angenäherten Lösung für Zwischenformen mittels Interpolation gegeben ist. Um die wichtigsten, in der Praxis vorkommenden Belastungstypen zu beherrschen, war es notwendig, Platten für gleichmäßige und für linear veränderliche Belastung zu untersuchen.

Die Detailberechnung erstreckte sich auf vier eingespannte gleichschenklige Dreiecksplatten für beide Fälle der Belastung. Hieraus resultierende graphische Darstellungen geben die Extreme der wichtigsten statischen Größen an, wie auch annähernd die genannten Größen bei unregelmäßigen Dreiecksplatten mit eingespannten Rändern. Diese Arbeit wurde für die Lehrkanzel für Eisenbeton an der Technischen Fakultät der Universität Zagreb, unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Vladimir Juranić, auf Anregung von Prof. Dr.-Ing. Otto Werner, ausgearbeitet.

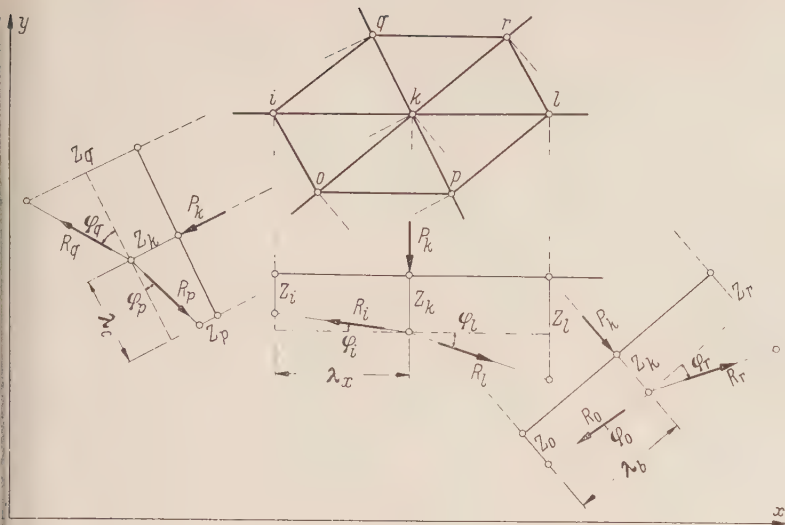


Abb. 2.

folgt aus der Gleichgewichtsbedingung der lotrechten Kräfte am Knoten (k) des Gewebes

$$P_k + (R_i'' - R_i') + (R_l'' - R_l') + (R_p'' - R_p') = 0. \quad (3)$$

Durch Einführung der entsprechenden Werte in die Gleichung (3) erhalten wir

$$v_k \cdot \lambda_x \cdot \lambda_y + S_2 \left[\left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{\tan \alpha + \tan \beta} \right) \cdot (\tan \varphi_l - \tan \varphi_i) + \frac{\lambda_x}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot (\tan \varphi_r - \tan \varphi_o) + \frac{\lambda_x}{\cos \beta (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot (\tan \varphi_q - \tan \varphi_p) \right] = 0$$

oder

$$\frac{1}{\lambda_x \cdot \lambda_y} \left[\left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{\tan \alpha + \tan \beta} \right) \cdot \frac{Z_i - 2Z_k + Z_l}{\lambda_x} + \frac{\lambda_x}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{Z_p - 2Z_k + Z_r}{\lambda_c} \right] = -\frac{w_k}{S_2}$$

Mit

$$\lambda_c = \frac{\lambda_y}{\sin \beta},$$

$$\lambda_b = \frac{\lambda_y}{\sin \alpha},$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_x}{\cotg \alpha + \cotg \beta}$$

erhält die Gleichung die Form

$$\left(1 - \frac{\cotg \alpha + \cotg \beta}{\tan \alpha + \tan \beta} \right) \cdot \frac{Z_i - 2Z_k + Z_l}{\lambda_x^2} + \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha + \tan \beta} \cdot \frac{Z_p - 2Z_k + Z_r}{\lambda_y^2} = -\frac{w_k}{S_2}$$

Führt man noch die Abkürzungen

$$A = \left(1 - \frac{\cotg \alpha + \cotg \beta}{\tan \alpha + \tan \beta} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_x^2},$$

$$B_1 = \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha + \tan \beta} \cdot \frac{1}{\lambda_y^2},$$

$$B_2 = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha + \tan \beta} \cdot \frac{1}{\lambda_y^2}$$

ein, so lautet die Gleichung für das Z-Gewebe endgültig:

$$A \cdot (Z_i - 2Z_k + Z_l) + B_1 \cdot (Z_p - 2Z_k + Z_r) + B_2 \cdot (Z_p - 2Z_k + Z_q) = -\frac{w_k}{S_2}. \quad (4)$$

In gleicher Weise erhalten wir auch die Gleichung für das w-Gewebe:

$$A \cdot (w_i - 2w_k + w_l) + B_1 \cdot (w_o - 2w_k + w_r) + B_2 \cdot (w_p - 2w_k + w_q) = -\frac{p_k}{S_1}. \quad (5)$$

Hier ist S_1 die Kraft, mit welcher wir die w-Membran je Längeneinheit gleichmäßig spannen.

Die Gleichungen (4) und (5) stellen die den Gleichungen (1) und (2) äquivalenten Differenzengleichungen unter Zugrundelegung eines Hexagonalgewebes dar.

Wenn wir die Gleichung (4) für einen gewissen Knoten (k) und alle angrenzenden Knoten (Abb. 1) aufstellen, erhalten wir:

$$\begin{aligned} -\frac{w_k}{S_2} &= -2Z_k \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_i + Z_l) \cdot A + (Z_o + Z_r) \cdot B_1 + (Z_p + Z_q) \cdot B_2, \\ -\frac{w_i}{S_2} &= -2Z_i \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_k + Z_s) \cdot A + (Z_b + Z_q) \cdot B_1 + (Z_a + Z_o) \cdot B_2, \\ -\frac{w_l}{S_2} &= -2Z_l \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_k + Z_t) \cdot A + (Z_c + Z_p) \cdot B_1 + (Z_d + Z_r) \cdot B_2, \\ -\frac{w_o}{S_2} &= -2Z_o \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_b + Z_p) \cdot A + (Z_g + Z_k) \cdot B_1 + (Z_i + Z_m) \cdot B_2, \\ -\frac{w_p}{S_2} &= -2Z_p \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_d + Z_o) \cdot A + (Z_l + Z_m) \cdot B_1 + (Z_h + Z_k) \cdot B_2, \\ -\frac{w_q}{S_2} &= -2Z_q \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_a + Z_r) \cdot A + (Z_i + Z_n) \cdot B_1 + (Z_e + Z_k) \cdot B_2, \\ -\frac{w_r}{S_2} &= -2Z_r \cdot (A + B_1 + B_2) + (Z_c + Z_q) \cdot A + (Z_f + Z_k) \cdot B_1 + (Z_l + Z_n) \cdot B_2. \end{aligned}$$

Dies in Gleichung (5) eingesetzt, liefert mit den Abkürzungen

$$\begin{aligned} \varrho_1 &= 6 \cdot (A^2 + B_1^2 + B_2^2) + 8 \cdot (A B_1 + A B_2 + B_1 B_2), \\ \varrho_2 &= 4 \cdot (A^2 + A B_1 + A B_2) - 2 B_1 B_2, \\ \varrho_3 &= 4 \cdot (B_1^2 + A B_1 + B_1 B_2) - 2 A B_2, \\ \varrho_4 &= 4 \cdot (B_2^2 + A B_2 + B_1 B_2) - 2 A B_1 \end{aligned}$$

schließlich:

$$\begin{aligned} \varrho_1 \cdot Z_k - \varrho_2 \cdot (Z_i + Z_l) - \varrho_3 \cdot (Z_o + Z_r) - \varrho_4 \cdot (Z_p + Z_q) + \\ + 2 A B_1 \cdot (Z_b + Z_c) + 2 A B_2 \cdot (Z_a + Z_d) + \\ + 2 B_1 B_2 \cdot (Z_m + Z_n) + B_1^2 \cdot (Z_f + Z_g) + \\ + B_2^2 \cdot (Z_e + Z_h) + A^2 \cdot (Z_s + Z_t) = \frac{p_k}{S_1 S_2}. \quad (6) \end{aligned}$$

Diese Differenzengleichung für den Knoten (k) ist der Differentialgleichung der Platte äquivalent, und man kann daher mit ihrer Hilfe direkt die Form der elastischen Fläche bestimmen, ohne vorherige Bestimmung der w-Membran-Fläche (bzw. der „Momentensumme“ M).

3. Platten mit frei aufliegenden Rändern

Polygonalplatten mit frei aufliegenden Rändern können auf zwei Arten gelöst werden.

a) Die Lösung kann wie üblich in zwei Etappen, mit Hilfe der Gleichungen (5) und (4) durchgeführt werden. Zuerst wird die Gleichung (5) für jeden inneren Knoten des Netzes aufgestellt. Durch das in dieser Weise erhaltene Gleichungssystem (symmetrisch gegen die Hauptdiagonale der Matrix) werden die Größen w (bzw. M) bestimmt. Danach ist es möglich, die Gleichung (4) gleichfalls für jeden inneren Knoten des Netzes aufzustellen. Die Matrix bleibt die gleiche und es ändern sich nur die absoluten Glieder im System der Gleichungen. Durch Lösung des Gleichungssystems bekommt man die Verschiebungen (z , bzw. ζ). Bei Aufstellung der Gleichungen (5) und (4) für Knoten, die auf den ersten Reihen längs der Plattenränder liegen, muß man in Betracht ziehen, daß für alle Knoten auf den Rändern selbst

$$w = 0 \quad \text{und} \quad Z = 0$$

sind.

b) Die Verschiebungen der Netzknoten kann man auch direkt in der Weise erhalten, daß man die Gleichung (6) für jeden inneren Knoten des Netzes aufstellt. Jedoch kann diese Gleichung nicht für diejenigen Knoten verwendet werden, die auf den ersten Reihen längs der Ränder liegen. Für diese Knoten muß eine gesonderte Gleichung unter Beachtung der Randbedingungen aufgestellt werden. Für alle die Knoten, welche auf den frei aufliegenden Rändern liegen, sind $w = 0$ und $Z = 0$. Betrachtet man z. B. die Gleichung für einen Knoten (k), der in der ersten Reihe längs eines horizontalen, frei aufliegenden Randes liegt (Abb. 3), so sind für die Knoten am Rande

$$Z_a = Z_q = Z_r = Z_c = 0,$$

$$w_q = w_r = 0,$$

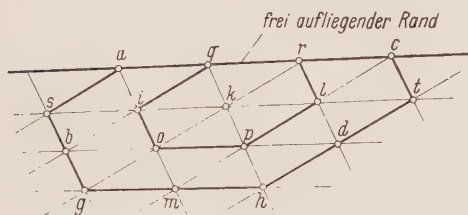


Abb. 3.

so daß man mit Gleichung (4)

$$-\frac{w_k}{S_2} = -2Z_k \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_i + Z_l) + B_1 \cdot Z_o + B_2 \cdot Z_p,$$

$$-\frac{w_i}{S_2} = -2Z_i \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_k + Z_s) + B_1 \cdot Z_b + B_2 \cdot Z_o,$$

$$-\frac{w_l}{S_2} = -2Z_l \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_k + Z_t) + B_1 \cdot Z_p + B_2 \cdot Z_d,$$

$$-\frac{w_o}{S_2} = -2Z_o \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_b + Z_p) + B_1 \cdot (Z_g + Z_k) + B_2 \cdot (Z_i + Z_m),$$

$$-\frac{w_p}{S_2} = -2Z_p \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_d + Z_o) + B_1 \cdot (Z_l + Z_m) + B_2 \cdot (Z_h + Z_k),$$

erhält.

Durch Einführung dieser Werte in die Gleichung (5) folgt schließlich mit Verwendung der Abkürzungen

$$Q_5 = 6A^2 + 5 \cdot (B_1^2 + B_2^2) + 8 \cdot (AB_1 + AB_2 + B_1B_2),$$

$$Q_6 = 4 \cdot (A^2 + AB_1 + AB_2) - B_1B_2,$$

die Relation:

$$Q_5 \cdot Z_k - Q_6 \cdot (Z_i + Z_l) - Q_3 \cdot Z_o - Q_4 \cdot Z_p + 2AB_1 \cdot Z_b + 2AB_2 \cdot Z_d + 2B_1B_2 \cdot Z_m + B_1^2 \cdot Z_g + B_2^2 \cdot Z_h + A^2 \cdot (Z_s + Z_t) = \frac{p_k}{S_1 S_2} \quad (7)$$

Für Punkte, die den Plattenecken nahe sind, ist ebenfalls eine spezielle Differenzengleichung gültig.

Betrachtet man z. B. den Knoten (k) nach Abb. 4, so sind in der entsprechenden Gleichung

$$Z_a = Z_q = Z_r = Z_c = 0,$$

$$Z_i = Z_o = Z_m = 0,$$

$$-\frac{w_q}{S_2} = -\frac{w_r}{S_2} = -\frac{w_i}{S_2} = -\frac{w_o}{S_2} = 0$$

zu beachten.

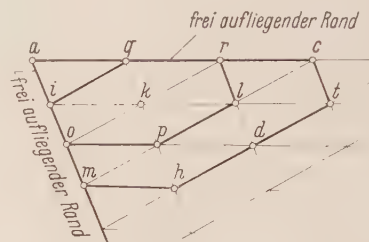


Abb. 4.

Durch Anwendung der Gleichung (4) wird erhalten

$$-\frac{w_k}{S_2} = -2Z_k \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot Z_l + B_2 \cdot Z_p,$$

$$-\frac{w_l}{S_2} = -2Z_l \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_k + Z_i) + B_1 \cdot Z_p + B_2 \cdot Z_d,$$

$$-\frac{w_p}{S_2} = -2Z_p \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot Z_d + B_1 \cdot Z_l + B_2 \cdot (Z_h + Z_m),$$

und damit durch Einführung dieser Werte in die Gleichung (5) unter Verwendung der Bezeichnungen

$$Q_I = 5 \cdot (A^2 + B_2^2) + 4 \cdot B_1^2 + 8 \cdot (AB_1 + AB_2 + B_1B_2),$$

$$Q_{II} = 4 \cdot (B_2^2 + AB_2 + B_1B_2) - AB_1$$

schließlich

$$Q_I \cdot Z_k - Q_6 \cdot Z_l - Q_{II} \cdot Z_p + 2AB_2 \cdot Z_d + B_2^2 \cdot Z_h + A^2 \cdot Z_t = \frac{p_k}{S_1 S_2}$$

Mit diesen Gleichungen sind natürlich noch nicht alle möglichen Typen erschöpft, jedoch scheint das Vorangegangene ausführlich genug dargestellt, um dies dem Leser zu überlassen.

4. Platten mit vollkommen eingespannten Rändern

Die Lösung der Platten in Polygonalform mit vollkommen eingespannten Rändern kann nur durch direkte Ermittlung der Verschiebung, d. h. mit Anwendung der Gleichung (6) auf jeden inneren Knoten des Netzes, durchgeführt werden. Es ist nicht möglich, die Lösung in zwei Etappen durchzuführen, da die Größen w (bzw. M) für die Knoten des Netzes längseingespannter Ränder nicht Null zu sein brauchen und daher zunächst unbekannt sind.

Die Bestimmung der Randbedingungen für vollkommen eingespannte Platten

Ebenso wie bei den zuvor betrachteten, gelenkig gelagerten Platten müssen die Differenzengleichungen für Punkte in Randnähe mit Verwendung der vorliegenden Randbedingungen gegenüber der im Platteninnern gültigen Gleichung (6) modifiziert werden. Der Bedingung für Unverschieblichkeit der Randpunkte und horizontaler Tangente der Biegelinie längs eines eingespannten Randes kann dadurch entsprochen werden, daß man sich die Platte symmetrisch über den fraglichen Rand hinweg fortgesetzt denkt¹ und somit zu den Differenzengleichungen der Punkte in Randnähe unter Miteinbeziehung der Punkte der über den Rand hinaus verlängerten Platte kommt. Unter Beachtung der Symmetriebedingungen lassen sich

¹ Der Rand stellt in diesem Falle eine Symmetrieachse dar.

dann schließlich wieder die der verlängerten Platte zugehörigen Größen eliminieren, so daß auch in den Gleichungen für die Randpunkte nur die Unbekannten der gegebenen Platte verbleiben. Dieselbe Überlegung gilt natürlich für das jeweils ersatzweise betrachtete Netzgewebe.

In Abb. 5 sind alle möglichen Fälle der Randknoten bei vollkommen eingespannten Plattenrändern in Polygonalform dargestellt (für Knoten in den Ecken selbst gilt allgemein: $\zeta = 0$; $M = 0$).

Wir betrachten zum Beispiel den Knoten (k) des Randes nach Abb. 5a. Infolge der Symmetrie ist

$$Z'_r = Z_r,$$

$$Z'_l = Z_l.$$

Außerdem sind (Randpunkte bleiben unverschieblich)

$$Z_k = Z_p = Z_q = 0.$$

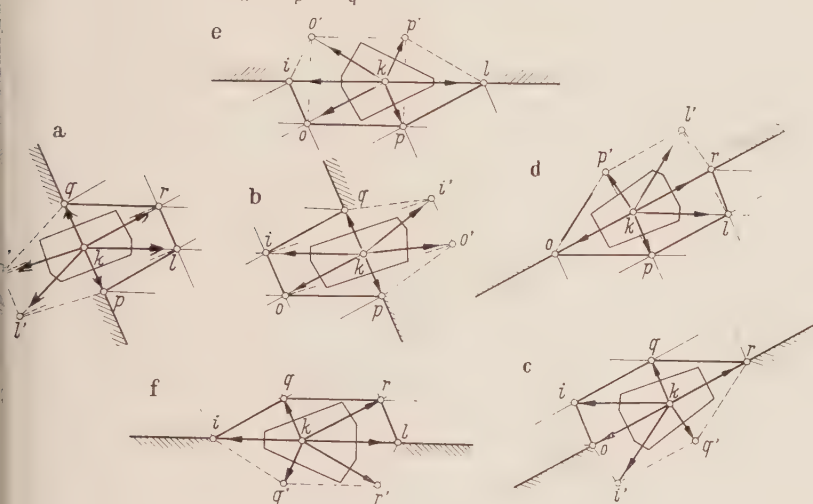


Abb. 5.

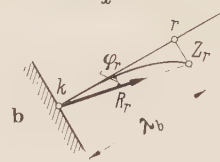
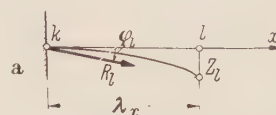


Abb. 6.

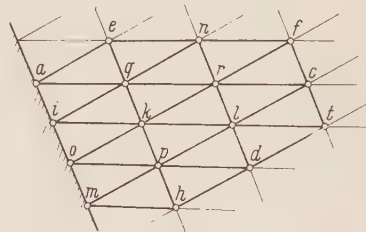


Abb. 7.

Die Kräfte in den Drähten sind

$$R_r = R'_r = S_2 \cdot \frac{\lambda_x}{\cos \alpha (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \cdot \sec \varphi_r,$$

$$R_l = R'_l = S_2 \cdot \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) \cdot \sec \varphi_l$$

und damit folgt aus der Gleichgewichtsbedingung der lotrechten Kräfte im Knoten (k)

$$2 \cdot (R'_l + R'_r) + P_k = 0, \quad (9)$$

oder

$$S_2 \cdot \left(\lambda_y - \frac{\lambda_x}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi_l + 2 S_2 \cdot \cos \alpha (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \cdot \operatorname{tg} \varphi_r + w_k \cdot \lambda_x \cdot \lambda_y = 0.$$

Wenn man berücksichtigt (Abb. 6), daß

$$\operatorname{tg} \varphi_l = \frac{Z_l}{\lambda_x},$$

$$\operatorname{tg} \varphi_r = \frac{Z_r}{\lambda_y} = \frac{Z_r \cdot \sin \alpha}{\lambda_y}$$

erhält diese Gleichung die Form

$$\left[\frac{2}{\lambda_x} - \frac{2}{\lambda_y (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \right] \cdot \frac{Z_l}{\lambda_x} + \frac{2}{\lambda_y \cos \alpha (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta)} \cdot$$

$$\frac{Z_r \sin \alpha}{\lambda_y} + \frac{w_k}{S_2} = 0$$

oder

$$\left(1 - \frac{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_x^2} \cdot 2 Z_l + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta} \cdot \frac{1}{\lambda_y^2} \cdot 2 Z_r =$$

$$-\frac{w_k}{S_2}.$$

Die Bezeichnungen A und B_1 in Betracht ziehend, erhalten wir schließlich:

$$A \cdot 2 Z_l + B_1 \cdot 2 Z_r = -\frac{w_k}{S_2}. \quad (10)$$

Diese Gleichung ergibt eine Verbindung zwischen der „Momentensumme“ (Größen M , bzw. w) und der Verschiebung der gegenüberliegenden Knoten für einen bestimmten Knoten (k) auf dem eingespannten Rand der Platte nach Abb. 5a. Die notwendige Gleichung für den Knoten (k), der sich irgendwo in der ersten Reihe längs dieses Randes der eingespannten Platte (Abb. 7) befindet, wird aus Gleichung (5) erhalten.

Mit

$$Z_a = Z_i = Z_o = Z_m = 0$$

erhalten wir nach (4) und (10) folgende Werte für w :

$$-\frac{w_k}{S_2} = -2 Z_k \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot Z_l + B_1 \cdot Z_r + B_2 \cdot (Z_p + Z_q),$$

$$-\frac{w_i}{S_2} = A \cdot 2 Z_k + B_1 \cdot 2 Z_q,$$

$$-\frac{w_l}{S_2} = -2 Z_l \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_k + Z_t) + B_1 \cdot (Z_c + Z_p) + B_2 \cdot (Z_d + Z_r),$$

$$-\frac{w_o}{S_2} = A \cdot 2 Z_p + B_1 \cdot 2 Z_k,$$

$$-\frac{w_p}{S_2} = -2 Z_p \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot Z_d + B_1 \cdot Z_l + B_2 \cdot (Z_h + Z_k),$$

$$-\frac{w_q}{S_2} = -2 Z_q \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot Z_r + B_1 \cdot Z_n + B_2 \cdot (Z_e + Z_k),$$

$$-\frac{w_r}{S_2} = -2 Z_r \cdot (A + B_1 + B_2) + A \cdot (Z_c + Z_q) + B_1 \cdot (Z_f + Z_k) + B_2 \cdot (Z_l + Z_n).$$

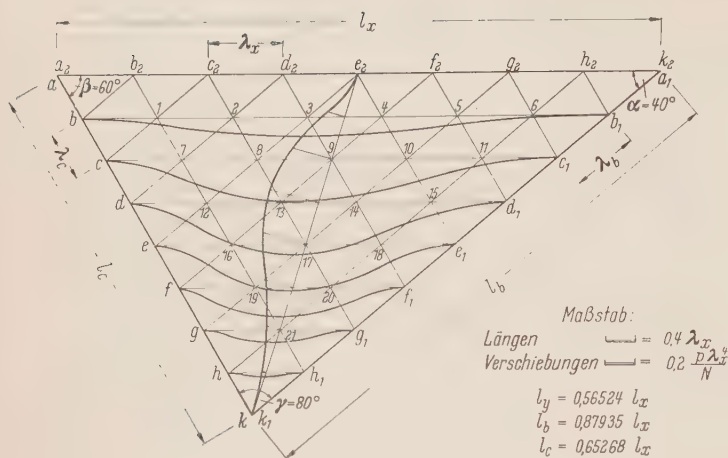
Mit den Bezeichnungen

$$\varphi_7 = 7 \cdot (A^2 + B_1^2) + 6 \cdot B_2^2 + 8 \cdot (A B_1 + A B_2 + B_1 B_2),$$

$$\varphi_8 = 4 \cdot (B_2^2 + A B_2 + B_1 B_2) - 3 A B_1,$$

bekommt man schließlich aus (5):

$$\varphi_7 \cdot Z_k - \varphi_2 \cdot Z_l - \varphi_3 \cdot Z_r - \varphi_8 \cdot (Z_p + Z_q) + 2 A B_1 \cdot Z_c + 2 A B_2 \cdot Z_d + 2 B_1 B_2 \cdot Z_n + B_1^2 \cdot Z_f + B_2^2 \cdot (Z_e + Z_h) + A^2 \cdot Z_t = \frac{p_k}{S_1 S_2}. \quad (11)$$

Abb. 8. Die Verschiebungen für voll eingespannte Platte unter gleichmäßiger Last p .

In entsprechender Weise können die Gleichungen für anders liegende Knotenpunkte innerhalb der Randbereiche gewonnen werden, worauf hier nicht weiter eingegangen wird. Auch Platten mit verschiedenen gelagerten Rändern lassen sich in dieser Weise behandeln.

5. Beispiel

Die vollkommen eingespannte verschiedenseitige dreieckige Platte konstanter Dicke unter gleichmäßiger Belastung p [t/m²] (Abb. 8).

Nach vorheriger Berechnung der Koeffizienten A , B und ϱ (mit Rücksicht auf die hier nicht weiter behandelten

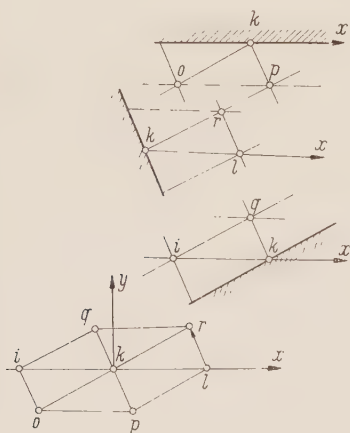


Abb. 9.

Fälle anderer Punktlagen $[k]$ relativ zu den Rändern gibt es mehr als die genannten 8 ϱ -Werte) gewinnt man aus den Differenzgleichungen (das Netz wurde so gewählt, daß die Zahl der inneren Knoten 21 beträgt) nach Auflösung schließlich folgende Ordinaten der elastischen Fläche:

$$\zeta_1 = 0,049\,395 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N}, \quad \zeta_5 = 0,055\,879 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_2 = 0,107\,792 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N}, \quad \zeta_6 = 0,019\,619 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_3 = 0,127\,963 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N}, \quad \zeta_7 = 0,131\,968 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_4 = 0,101\,363 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N}, \quad \zeta_8 = 0,259\,232 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_9 = 0,267\,466 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{10} = 0,168\,392 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{11} = 0,057\,642 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{12} = 0,201\,936 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{13} = 0,342\,493 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{14} = 0,280\,628 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{15} = 0,108\,276 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{16} = 0,222\,637 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{17} = 0,298\,981 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{18} = 0,148\,623 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{19} = 0,177\,906 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{20} = 0,144\,937 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N},$$

$$\zeta_{21} = 0,082\,716 \cdot \frac{p \lambda_x^4}{N}.$$

Nach Lösung des Z-Gewebes, bzw. der elastischen Fläche kann man nunmehr auch das w -Gewebe finden, d. h. die Fläche der „Momentensumme“ (M).

Die Werte M sind mit den Ordinaten der elastischen Fläche bekanntlich durch

$$M = -N \cdot \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)$$

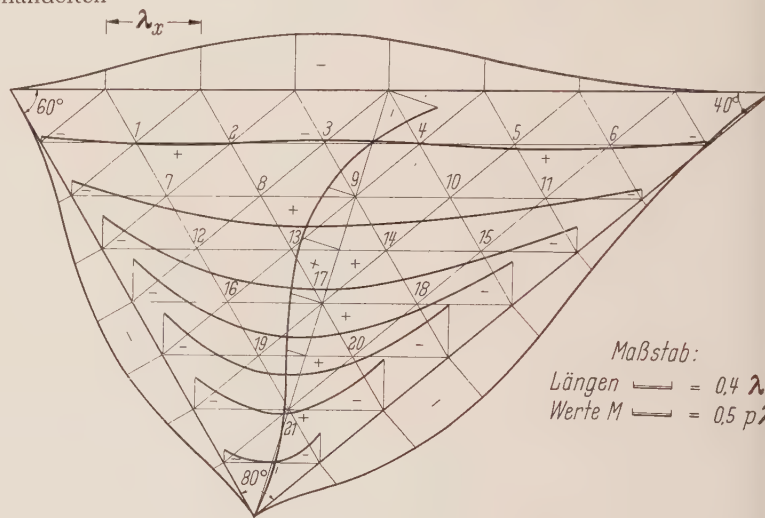
verbunden, und damit folgt in Differenzenschreibweise (Abb. 9)

a) für Knoten auf dem Horizontalrand:

$$M_k = -N \cdot (2 B_1 \cdot \zeta_0 + 2 B_2 \cdot \zeta_p);$$

b) für Knoten auf dem linken schiefen Rand:

$$M_k = -N \cdot (2 A \cdot \zeta_l + 2 B_1 \cdot \zeta_r);$$

Abb. 10. Die Werte M für eingespannte Platte.

c) für den Knoten auf dem rechten schiefen Rand:

$$M_k = -N \cdot (2 A \cdot \zeta_i + 2 B_2 \cdot \zeta_q);$$

d) für innere Netzknoten:

$$M_k = +N \cdot$$

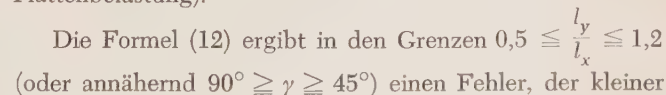
$$[2 \zeta_k \cdot (A + B_1 + B_2) - A \cdot (\zeta_i + \zeta_l) - B_1 \cdot (\zeta_0 + \zeta_r) - B_2 \cdot (\zeta_p + \zeta_q)].$$

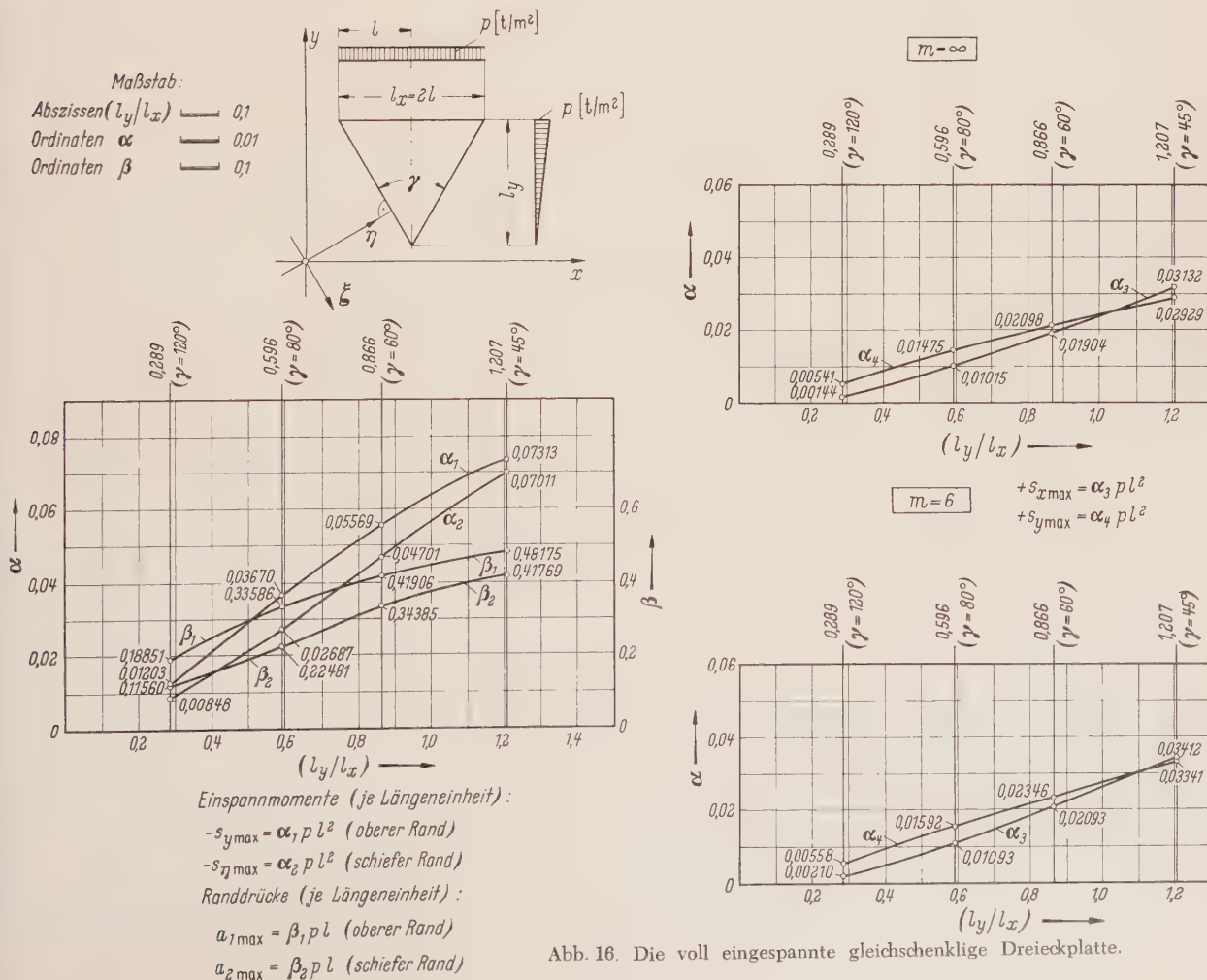
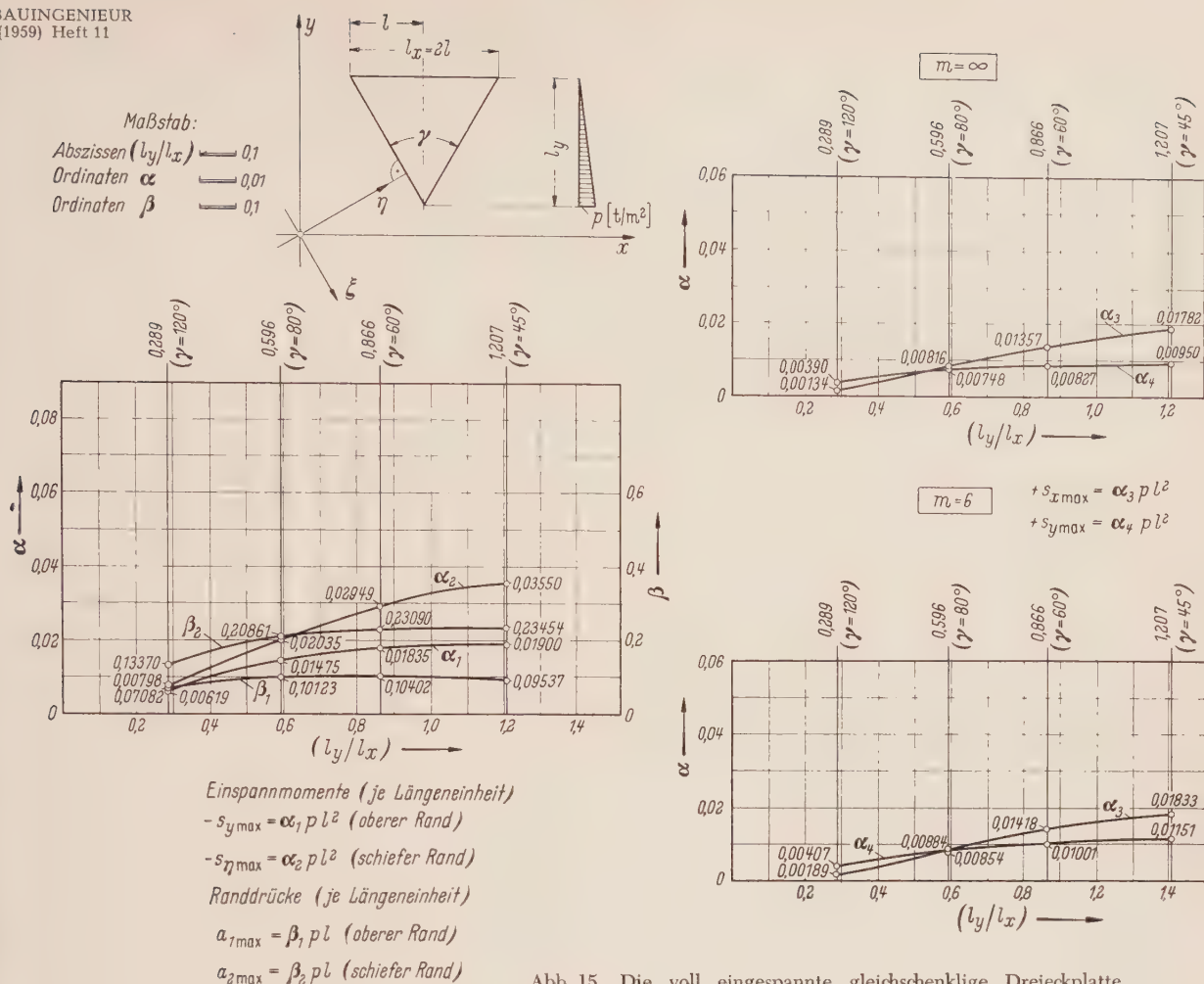
Die Zahlenrechnung ergab die Kurven der Abb. 10.

Mit den Werten ζ und M ist es nun möglich, mit Differenzenverfahren alle statischen Größen in den Knoten des aufgestellten Netzes zu berechnen. Sie sind, ausgerechnet für $m = \infty$, in zugehörigen Diagrammen dargestellt (Abb. 11–13).

Die Kontrolle des Gleichgewichtes der Platte

Für die gleichmäßig verteilte Belastung der Platte p [t/m²] wurde die Kontrolle des Gleichgewichtes der Platte als Ganzheit mittels Summe der Randdrücke durchgeführt. Die Summe der Randdrücke wurde nach der Trapezformel berechnet.

$$4,039\,46 \cdot p \lambda_x^2.$$




als die Werte sind, welche die Formel (14) angibt. Die Formel (15) gibt (für $m = \infty$ und $m = 6$) in dem ganzen untersuchten Gebiet Werte, die etwas größer als die tatsächlichen sind.

Bei der eingespannten gleichseitigen Platte erhielt der Verfasser:

$$-s_{\max} = 0,03215 \cdot p F,$$

$$+s_{\max} = \begin{cases} 0,01219 \cdot p F (m = \infty), \\ 0,01345 \cdot p F (m = 6), \\ 0,01454 \cdot p F (m = 10/3). \end{cases}$$

Smotrov [8] bekam mit schütterem Netz:

$$-s_{\max} = 0,03083 \cdot p F,$$

$$+s_{\max} = 0,01411 \cdot p F (m = 6),$$

während

$$1/2 \cdot p F = 0,03125 \cdot p F,$$

$$1/64 \cdot p F = 0,01563 \cdot p F$$

ist.

c) Für die Dreiecksbelastung mit der Maximalintensität „p“ in der unteren Ecke der Platte kann man

$$-s_{\max} = 1/64 \cdot p F, \quad (16)$$

$$+s_{\max} = 1/128 \cdot p F \quad (17)$$

setzen, wobei die Formel (16) im Bereich $0,5 \leq \frac{l_y}{l_x} \leq 1,2$ kleinere Fehler als $\pm 10\%$ gibt, während die Werte nach dieser Formel im Bereich $0,289 \leq \frac{l_y}{l_x} < 0,5$ größer als die tatsächlichen sind. Die Formel (17) gibt (für $m = \infty$ und $m = 6$) etwas größere Werte als die tatsächlichen im ganzen untersuchten Gebiet.

Generell erkennt man also, daß immer

$$+s_{\max} \approx 1/2 \cdot | -s_{\max} | \quad (18)$$

ist.

Interessante Resultate wurden auch für gleichschenklige und gleichmäßig belastete Dreiecksplatten mit allseits frei aufliegenden Rändern erhalten.

So erhält man z. B. für die gleichseitige Dreiecksplatte ($\gamma = 60^\circ$) für ($+s_{\max}$):

nach Woinovsky-Krieger [3]: $0,04486 \cdot p F (m = 10/3),$

nach Marcus [1]: $0,04465 \cdot p F (m = 10/3),$

nach Smotrov [8]: $0,04286 \cdot p F (m = 6),$

während

$$1/24 \cdot p F = 0,04167 \cdot p F$$

ist.

Für die gleichschenklige Dreiecksplatte mit frei aufliegenden Rändern $l_x = 15,0$ m, $l_y = 9,4$ m ($\gamma \approx 80^\circ$) bekam der Verfasser für ($+s_{\max}$):

$$\begin{cases} 0,03951 \cdot p F (m = \infty), \\ 0,04124 \cdot p F (m = 6), \\ 0,04262 \cdot p F (m = 10/3), \\ (1/24 \cdot p F = 0,04167 \cdot p F). \end{cases}$$

Für die gleichschenklige rechteckige Dreiecksplatte ($\gamma = 90^\circ$), mit frei aufliegenden Rändern, bekommt Nádai [4] den annähernden Wert:

$$+s_{\max} = 0,04784 \cdot p F (m = 4).$$

Nach diesen Resultaten scheint es, daß man auch bei den gleichschenkligen und gleichmäßig belasteten Dreiecksplatten mit frei aufliegenden Rändern für die Schätzung der Größe des Maximalmomentes die einfache Formel

$$+s_{\max} \approx 1/24 \cdot p F$$

gebrauchen kann.

Betrachtet sei z. B. die eingespannte gleichschenklige Dreiecksplatte $l_x = 6,0$ m ($l = \frac{l_x}{2} = 3,0$ m), $l_y = 4,5$ m mit Trapezbelastung nach Abb. 17. Wenn man den

Einfluß infolge gleichmäßiger Belastung der Intensität $p_1 = 3,0$ t/m² und infolge der Dreiecksbelastung maximale Intensität am Boden des Dreiecks ($p_2 - p_1$) = 2 t/m² addiert, bekommt man bei Ablesung der Koeffizienten α und β aus

$$\text{den entsprechenden Diagrammen für } \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,5}{6,0} = 0,75:$$

$$-s_{y\max} = 0,0665 \cdot 3 \cdot 3^2 + 0,0171 \cdot 2 \cdot 3^2 = 1,80 + 0,31 = 2,11 \text{ tm/m}$$

$$-s_{x\max} = 0,0626 \cdot 3 \cdot 3^2 + 0,0260 \cdot 2 \cdot 3^2 = 1,69 + 0,47 = 2,16 \text{ tm/m}$$

$$a_{1\max} = 0,490 \cdot 3 \cdot 3 + 0,105 \cdot 2 \cdot 3 = 4,41 + 0,63 = 5,04 \text{ t/m},$$

$$a_{2\max} = 0,470 \cdot 3 \cdot 3 + 0,227 \cdot 2 \cdot 3 = 4,23 + 1,36 = 5,59 \text{ t/m}.$$

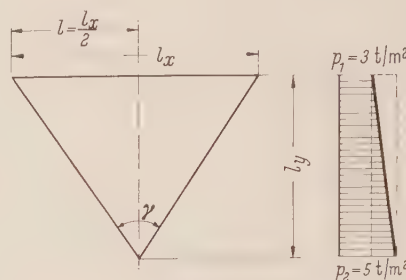


Abb. 17.

Für $m = \infty$:

$$+s_{x\max} = 0,0255 \cdot 3 \cdot 3^2 + 0,0112 \cdot 2 \cdot 3^2 = 0,69 + 0,20 = 0,89 \text{ tm/m}$$

$$+s_{y\max} = 0,0260 \cdot 3 \cdot 3^2 + 0,0083 \cdot 2 \cdot 3^2 = 0,70 + 0,15 = 0,85 \text{ tm/m}$$

Für $m = 6$:

$$+s_{x\max} = 0,0277 \cdot 3 \cdot 3^2 + 0,0122 \cdot 2 \cdot 3^2 = 0,75 + 0,22 = 0,97 \text{ tm/m}$$

$$+s_{y\max} = 0,0289 \cdot 3 \cdot 3^2 + 0,0095 \cdot 2 \cdot 3^2 = 0,78 + 0,17 = 0,95 \text{ tm/m}$$

Nach den Formeln (12), (16) und (18) folgt:

$$-s_{\max} = 1/24 \cdot 3 \cdot \frac{6 \cdot 4,5}{2} + 1/64 \cdot 2 \cdot \frac{6 \cdot 4,5}{2} = 1,69 + 0,42 =$$

$$= 2,11 \text{ tm/m},$$

$$+s_{\max} = 1/2 \cdot 2,11 = 1,05 \text{ tm/m}.$$

7. Abschluß

Bei Gebrauch des unregelmäßigen hexagonalen Netzes bekommt man umfangreiche Ausdrücke; außerdem enthalten die Systeme der Gleichungen in jedem einzelnen Fall eine relativ große Zahl unbekannter Größen, die sehr präzise zu bestimmen sind (5 bis 8 Dezimalstellen, je nach der Empfindlichkeit des Systems der Gleichungen).

Die Empfindlichkeit des Systems der Gleichungen hängt von der Netzform ab. Das Gleichungssystem ist um so empfindlicher, je größer die Unterschiede zwischen den Winkeln α , β und γ sind. Demgemäß ist das System, welches aus gleichseitigen Dreiecks-Maschen gebildet ist, am wenigsten empfindlich.

Wenn man in allen ausgeführten Formeln $\alpha = \beta$ setzt, erhält man Ausdrücke, welche dem regelmäßigen Hexagonalnetz entsprechen (Basis der Untersuchung gleichschenkliger Dreiecke). Bei $\alpha = \beta = \gamma = 60^\circ$ erhält man Ausdrücke, welche dem Hexagonalnetz entsprechen, welches aus gleichseitigen Dreiecken aufgebaut ist, während bei $\alpha = \beta = 45^\circ$ ($\gamma = 90^\circ$) die Ausdrücke dem Quadratnetz angehören.

Nach Untersuchung eines allgemeinen unregelmäßigen Dreiecks ist es leicht, von dieser Form auf die Form eines unregelmäßigen Trapezes, Fünfecks usw. überzugehen. Die Ränder werden in Richtung der Netzlinien gelegt und dabei müssen die Randbedingungen längs dieser Ränder beachtet werden. In diesen Fällen könnte man unmittelbar einige der schon aufgestellten Gleichungen nützen sowie auch eine gewisse Anzahl der ausgeführten Eliminationen für die Platte des Dreieckgrundrisses.

Als Kontrolle der numerischen Genauigkeit der ganzen Berechnung der Platte ist nur die Bedingung formu-

liebar, daß die Summe der Randdrücke der ganzen Plattenbelastung entsprechen muß. Indessen muß der Fehler gerade in dieser Prüfung zum Vorschein kommen, da ja in der Randdrucksumme indirekt die Größen M und ζ für alle Netzknoten auftauchen.

Um die schnelle Berechnung einiger Plattentypen, für die noch keine allgemeine Lösung besteht und die in der Praxis vorkommen, zu ermöglichen, wäre es notwendig, für gewisse typische Belastungen drei bis vier Platten einer Type zu berechnen und auf Grund dieser Berechnung, wie es für die eingespannte gleichschenklige Dreiecksplatte vom Verfasser durchgeführt worden ist, Diagramme anzufertigen, mit deren Hilfe es möglich wird, die Extreme der wichtigsten statischen Größen mittels Interpolation zu bestimmen. Auf gleiche Art könnte man z. B. die eingespannten gleichschenkligen Trapezplatten, gleichschenklige Dreiecksplatten mit zwei eingespannten Rändern und

einem frei aufliegenden Rande usw. lösen. Allerdings bedeutet dies einen sehr großen Arbeitsaufwand für jede einzelne Plattentype und Belastung, der aber nur einmal durchgeführt werden müßte.

Literatur

1. H. Marcus: Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten. Berlin 1932.
2. H. Göttlicher: Die ringsum fest eingespannte Dreiecksplatte von gleichbleibender und stetig veränderlicher Stärke. Ing.-Arch. 9 (1938) S. 12.
3. S. Woynowsky-Krieger: Berechnung der ringsum frei aufliegenden gleichseitigen Dreiecksplatten. Ing.-Arch. 4 (1933) S. 254.
4. A. Nadai: Die elastischen Platten. Berlin 1925.
5. R. Girtler: Zur Durchbiegung von Dreiecksplatten. Bau-technik 21 (1943) S. 96.
6. K. Girkmann: Flächentragwerke. Wien 1946.
7. E. Amstutz: Genauere Differenzengleichungen gebogener Platten. Schweiz. Bauztg. 112 (1938) S. 82.
8. Smotrov: Im Handbuch „Spravočnik po gidrotehnike“ Moskau 1955, S. 240.

Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre*

Von G. Czerwenka, Champrosay/Frankreich

DK 624.014.27.072.7 : 669.14-462 : 629.13

Einleitung und Aufgabenstellung

Hochfeste Leichtbaurohre sind vor allem im Hinblick auf den Flugzeug- und Raketenbau von großem Interesse. Wegen der beschränkten zulässigen Gewichte ist eine möglichst genaue Kenntnis der auftretenden Beanspruchungen erforderlich. Es zeichnen sich nun bei der Betrachtung der Festigkeit und Konstruktion derartiger Rohre folgende 3 Probleme ab: ein statisches, ein Stabilitäts- und ein Temperaturproblem. Von diesen werden nachfolgend die beiden erstgenannten eingehender besprochen.

Das statische Problem

In der technischen Biegelehre des geraden Balkens geht man von der Navierschen Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte aus und findet so die bekannte

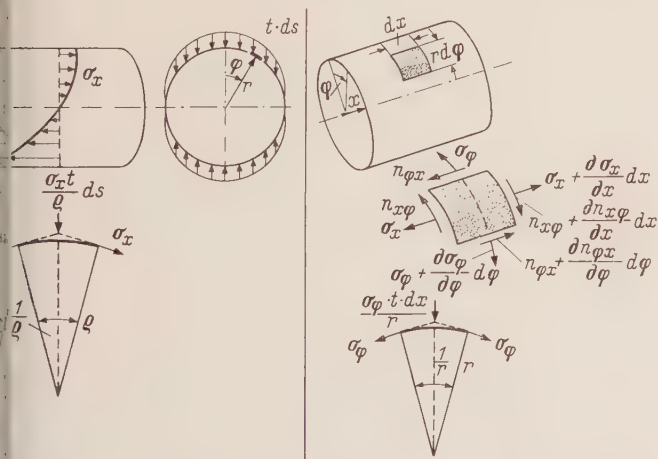


Abb. 1 Ovalisierung, hervorgerufen durch innere Spannungen.

Normalspannungsverteilung $\sigma = M/W$ und die dazugehörige Schubspannungsverteilung $\tau = Q \cdot \xi / J \cdot t$. Diese beiden wichtigen Formeln sind aber nur angenähert gültig, solange die Balkenhöhe h klein ist gegenüber der Balkenlänge l und solange der untersuchte Querschnitt nicht in unmittelbarer Nähe des Lasteneinleitungsquerschnitts liegt. In der Regel nimmt man an, daß der durch die Lasteneinleitung gestörte Bereich sich bis zu einem Abstand von $e \sim h \div 1,3h$ erstreckt. Das Verhältnis Länge/Höhe ist z. B.

bei dem Ringflügel der C 450 ~ 1
beim Rumpf des fliegenden Atar ~ 3
bei der Rakete Jupiter C ~ 6

Man sieht also, daß die erste Bedingung bei weitem nicht erfüllt ist, und daß man sich hiernach stets im gestörten Bereich befindet. Die elementare technische Biegelehre ist also nicht mehr verwendbar. Jede Krafteinleitung in ein dünnes Rohr muß speziell untersucht werden.

Nehmen wir z. B. eine beliebige nichtlineare Längsspannungsverteilung über der Rohrhöhe an und sei ρ der dazugehörige Biegekrümmungsradius, so schließen die beiden auf der gekrümmten Mittellinie von der Länge „1“ senkrecht stehenden Radien den Winkel $1/\rho$ ein (siehe Abb. 1).

Die Längsspannungen σ_x ergeben also eine nach innen gerichtete Kraft von der Größe $\sigma_x \cdot t \cdot ds/\rho$, die den Querschnitt ovalisieren, d. h. abflachen will. Einen ähnlichen Effekt erzielen auch die veränderlichen Schubspannungen σ_φ ins Gleichgewicht gesetzt werden, die ihrerseits wieder radiale Kräfte $\sigma_\varphi \cdot t \cdot ds/r$ wecken. Zu dieser von den inneren Spannungen hervorgerufenen Ovalisierung kommt noch die Verformung hinzu, die von den äußeren Drücken herrührt. Daher muß der Körper eine genügend große Formsteifigkeit besitzen. Diese kann nur durch eine engliegende Ringversteifung gewährleistet werden, da die Biegesteifigkeit des Bleches selbst äußerst gering ist.

Vergleichen wir z. B. das Verhältnis Dehnsteifigkeit/Biegesteifigkeit eines im Baufach gebräuchlichen I 200 mit demselben Verhältnis eines 1 mm dünnen Bleches. Wir finden beim I-Träger $EF/EJ = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^{-2}$, während das Blech einen Wert von $1,2 \cdot 10^3$ aufweist. Die Biegesteifigkeit eines Bleches ist also vernachlässigbar klein gegenüber seiner Dehnsteifigkeit. Daraus folgern wir, daß ein derartiges Rohr als Membran betrachtet werden kann, was die statischen Überlegungen wesentlich vereinfacht.

Die Rolle des Pfostens einer ebenen Blechwand spielt die Ringversteifung beim Rohr. Kräftige Ringversteifungen nennen wir „Spanten“ und die (mehr interessierenden) Kleinsttringversteifungen „Steifen“. Zwischen dem Pfosten und der Steife bestehen wesentliche Unterschiede. Beim geraden Balken ist die Normalkraft nach den üblichen Voraussetzungen der Balkentheorie unabhängig vom Moment M . Bei gekrümmten Balken (Steife) dagegen sind beide gekoppelt. Die Normalkraft N liefert ebenso einen Beitrag zum Moment wie die Querkraft Q .

Bezeichnet man mit u die Verschiebung in Richtung der Stabachse und mit w die Verschiebung senkrecht dazu,

* Auszug aus dem Vortrag, gehalten vor der Fachgruppe Luftfahrt des VDI Berlin, April 1958.

so ergibt sich die Dehnung beim Stabe zu du/dx , während sie bei der Steife $\frac{1}{r} \left(\frac{du}{d\varphi} + \frac{w}{r} \right)$ lautet. Das erste Glied entspricht dem des geraden Stabes. Infolge der Radialverschiebung w entsteht noch eine Zusatzdehnung w/r . Daraus folgt bekanntlich, daß eine dehnungslose Verformung der Mittelfaser nur mit zwei Freiheitsgraden, der Tangentialverschiebung u und der Radialverschiebung w , erfolgen kann. Das ist ein grundsätzlicher Unterschied zum geraden Balken. Die Krümmung beim geraden Stab ist $-\frac{d^2 w}{dx^2} = -w''$, während man bei der Steife $-\frac{1}{r^2} \left(\frac{d^2 w}{d\varphi^2} + w \right)$ findet. Das erste Glied entspricht dem des geraden Stabes. Das zweite Glied ist die Krümmungsänderung infolge Wachsens des Krümmungsradius von r auf $r + w$.

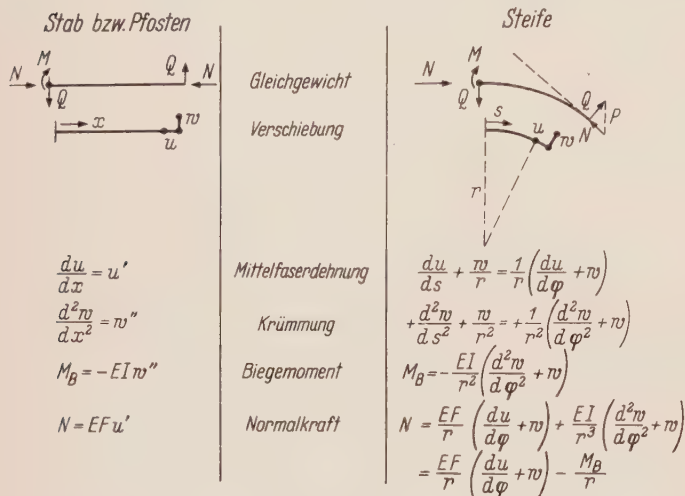


Abb. 2. Vergleich zwischen Stab und Steife.

Mit diesen Werten ergeben sich dann die entsprechenden Ausdrücke für das Biegemoment und die Normalkraft (Abb. 2).

Nimmt man z. B. ein Blechfeld und leitet eine Kraft P mittels eines Pfostens in dieses ein, so ist eine dreieckförmige Kraftabnahme im Pfosten vorhanden, wenn dieser dehnstarr ist. Man kann auch dieselbe Kraftabnahme im Pfosten voraussetzen, solange die Pfostensteifigkeit groß zur Schubsteifigkeit des Bleches ist und solange die Pfostenlänge nicht zu groß wird. Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, so wird die wahre Kraftabnahme immer mehr von der dreieckigen abweichen (Abb. 3) und als Folge hiervon der Schubfluß in unmittelbarer Nähe der Krafteinleitung beträchtlich ansteigen. Etwas Ähnliches tritt nun auch bei der Querkrafteinleitung durch eine Steife in ein Rohr auf. Dabei ergibt sich zwischen der äußeren Querkraft und dem vom Blech auf die Steife übertragenen Schubfluß ein zunächst unbekannter Gleichgewichtszustand: man kennt zwar die Größe der Schubflußresultierenden, aber nicht seine Verteilung längs des Umfanges. Nimmt man eine biege- und dehnstarre Steife an, so läßt sich diese Schubflußverteilung sofort angeben; sie lautet: $q = \tau \cdot t = \frac{Q\varrho}{J}$ [kg/cm], entspricht der linearen

Längsspannungsverteilung und ist sinusförmig über den Umfang verteilt. Daß die infolge dieser Schubspannungsverteilung hervorgerufenen Verformungszustände an Rohrschale und Steife verträglich sind, ist einfach nachzuprüfen: eine Kreiszyklindermembrane genügt an der Krafteinleitungsstelle den Randbedingungen

1. sinusförmige Schubflußverteilung und
2. Tangentialverschiebung längs des Umfanges gleich Null. Die biege- und dehnstarre Steife erfährt unter ihrer Belastung ebenfalls keine Tangentialverschiebung, wenn wir von einer Starrkörperbewegung absehen.

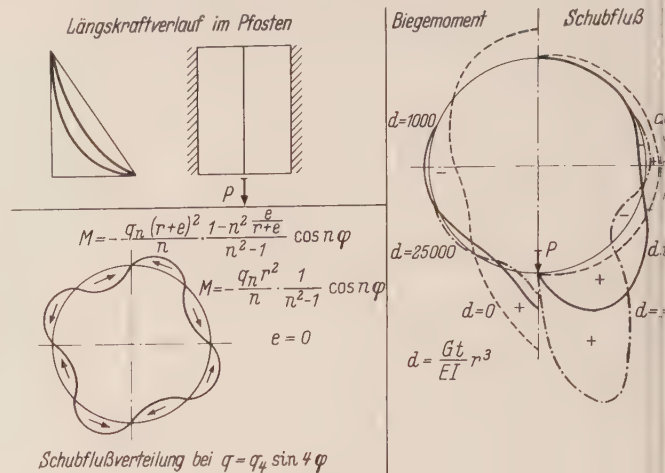


Abb. 3. Krafteinleitungen.

Je mehr die tatsächlichen Steifigkeiten von dem oben starr angenommenen Gebilde abweichen, um so mehr wird sich auch die wirkliche Schubspannungsverteilung von dem elementaren sinusförmigen Verteilung entfernen. So ist z. B. (Abb. 3) der Gleichgewichtsschubfluß in Abhängigkeit von $d \sim \frac{Gt}{EJ} r^3$ ermittelt worden für $d = 0$ d. h. biegestarre Steife; $d = 1000$, $d = 25000$. Desgleichen sieht man die dazugehörigen Steifenbiegemomente. Diese Werte sind einer Arbeit von Wignot [1] entnommen. Daraus folgt:

1. Die sinusförmige Schubspannungsverteilung ergibt zu große Steifenbiegemomente. Die Steifen bzw. Spante sind stets überdimensioniert und werden damit zu schwer. Eines schon lange bekannte Tatsache.
2. Die genauere Schubflußverteilung ist vor allem in der Nähe der Krafteinleitung viel größer als die üblich angenommene. Es besteht also eine Gefahr vor allem für die Nietanschlüsse der Haut.
3. Je weicher die Steife ist, um so geringer werden die Steifenbiegemomente, um so größer die Schubspannungen und um so kleiner der betroffene Bereich.

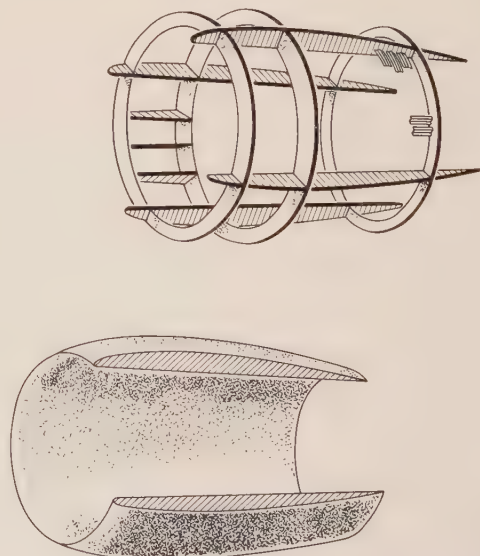


Abb. 4. Aufbau eines Ringflügels.

Diese Berechnungen sind unter bestimmten vereinfachenden Voraussetzungen gemacht worden, so z. B.:

1. Der Abstand der Steife von dem Rohrquerschnitt, an dem die Verwölbung verhindert wird, sei gleich dem Radius r .
 2. Die Exzentrizität des Hautschubflusses, bezogen auf die Steifenschwerlinie, sei Null usw.
- Kuhn [2] schlägt eine Verbesserung der Wignotschen Methode vor und gibt gleichzeitig eine Gegenüberstellung genauerer Rechenmethoden mit Versuchsergebnissen.

nissen. Da bei unseren Konstruktionen die Wignotschen Voraussetzungen nicht gegeben waren, so haben wir eine mathematische Spantberechnung aufgestellt, die in einer gewissen Beziehung eine Erweiterung der Boussinesq'schen Gleichung darstellt. Mittels einer Differentialgleichung fünfter Ordnung für die Radialverschiebung w und einer Differentialgleichung erster Ordnung für die Tangentialverschiebung werden sämtliche Werte, wie Normalkraft, Querkraft, Moment, Radial- und Tangentialverschiebung, bei Annahme eines exzentrischen Schubflußangriffes der Haut ermittelt [3]. Wie wichtig z. B. der Einfluß der Exzentrizität ist, soll an einem einfachen Beispiel gezeigt werden. Ein Rahmen soll mit einem in sich im Gleichgewicht befindlichen exzentrischen Schubfluß $q = q_n \sin n\varphi$ belastet werden. Mit $n > 1$ (s. Abb. 3) wird z. B. das Moment

$$M = -q_n \frac{(r+e)^2}{n} \cdot \frac{1-n^2}{n^2-1} \cdot \frac{e}{r+e} \cdot \cos n\varphi,$$

was vor allem bei großen Werten n stark von e abhängig wird. Dies zeigt z. B. die Spannungsermittlung in einem Ringflügel (schematisch in Abb. 4 dargestellt) [4]. Die beiden Schalen eines solchen Flügels sind außer durch die Spante noch durch Längsschotten im Behälterbereich verbunden. Daß man ein derartig komplexes Gebilde weder mit der klassischen Biegetheorie noch mit der gewöhnlichen Zylindertheorie beherrschen kann, dürfte ohne weiteres einleuchten. Wir haben zur Berechnung dieses Systems das Ebner-Köllersche Schubfeldschema angewandt. Um nun die Gültigkeit dieser Rechenmethode nachzuprüfen, wurde ein Flügelmodellstück im Maßstab 1:2 gebaut (Abb. 5). Links sieht man ein perspektivisches Bild des gesamten Aufbaues: Prüfstück, Ringflügel mit Krafteinleitungsspannt, Lagerarme, Rumpf und einen den Motor ersetzenden Körper, der am Prüfort eingespannt ist. Die beiden oberen Skizzen stellen von links nach rechts einen Längs- und einen Querschnitt dar. Um möglichst einfache und klare Verhältnisse zu haben, wurde durch den Krafteinleitungsspannt u. a. eine reine Querkraft eingeleitet, die in der Hauptspantebene durch die Lagerarme auf den Rumpf übertragen wurde, der seinerseits die Kraft über die Rumpfmotorverbindung an das im Prüfort eingespannte Ersatzstück weiterleitete.

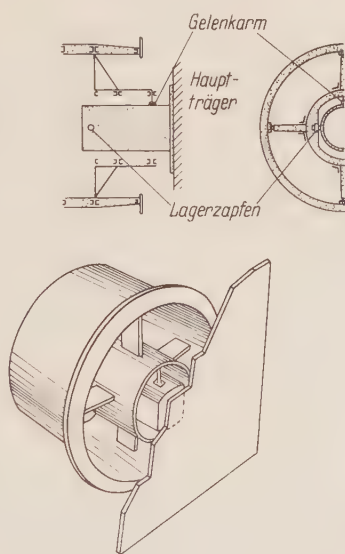


Abb. 5. Versuchsaufbau eines Ringflügelmodells (Maßstab 1:2).

Die Berechnung erfolgte in der üblichen Weise, indem alle überzähligen Verbindungen gelöst wurden. Insbesondere wurde in der Lagerspantebene ein Schnitt derart eingeführt, daß der Kraftfluß von den vorderen auf die hinteren Schalen statisch bestimmt wurde. Die statisch Überzähligen wurden in Form von Fourierschen Reihen nach einem Vorschlag von Ebner-Köller [5] an der inneren und äußeren Schale eingeführt. Um nun eine möglichst weitgehende Orthogonalisierung und Vereinfachung zu erhalten, wurden die Unbekannten in symmetrische und antisymmetrische Gruppen aufgespalten. Dabei zeigt sich die unbedingte Notwendigkeit, den exzentrischen Angriff des Schubflusses zu berücksichtigen (Abb. 6 oben links). Würde man dies unterlassen, dann verschwänden die antisymmetrischen Lastgruppen. Da aber — wie im folgen-

den noch gezeigt wird — der Hauptenergieanteil vom Lagerspant herrührt, so wäre eine derartige Vernachlässigung unzulässig. Auf die Berechnungsweise wird hier nicht weiter eingegangen, da diese den Konstrukteur nicht interessiert und dem Statiker nichts Neues bringt.

Ergebnisse. Auf der linken unteren Seite der Abb. 6 sieht man den Verlauf des Schubflusses in der Innen- und Außenschale direkt vor dem Hauptspant. Auf der rechten Seite findet man die Spannungsverteilung des Lagerspantes.

Kurve I ist die Verteilung gemäß der elementaren Biegetheorie,
Kurve II ist die Verteilung bei der Annahme konstanten Schubes,
Kurve III ist die Verteilung nach der statisch unbestimmten Rechnung.

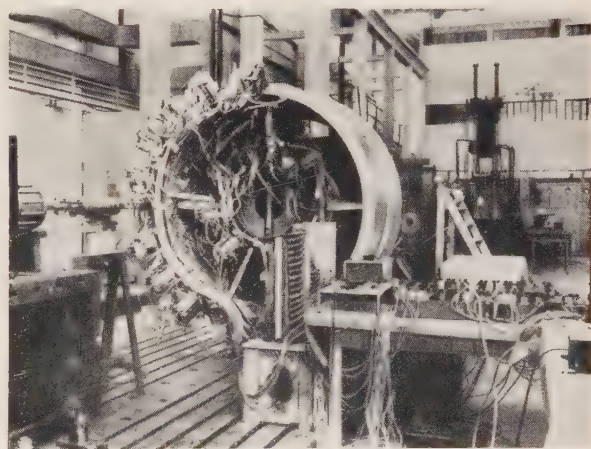
Die Ergebnisse der Rechnung sind folgende:

1. Die Spannungen in den Schalen sind klein.
2. Der Unterschied zwischen elementarer Theorie und statisch unbestimmter Rechnung ist gewaltig.
3. Das Ebner-Köllersche Schubfeldschema gibt auch bei diesem komplizierten Gebilde befriedigende Ergebnisse.
4. Der Einfluß der Spantweichheit ist ausschlaggebend.

Dieser Einfluß ist verhältnismäßig einfach zu übersehen. Der Unterschied von der elementaren Theorie ergibt sich vor allem aus der Tatsache, daß der Lagerquerschnitt nicht eben bleibt, sondern sich verwölbt. Die Verwölbung kann drei Ursachen haben:

- a) Über den Umfang willkürlich verteilte Längsspannungen können sie hervorrufen.
- b) Über den Umfang willkürlich verteilte Schubspannungen erzielen den gleichen Effekt.
- c) Sie wird ganz besonders hervorgerufen durch eine radiale Verformung der Spante.

Berechnet man die Verwölbung eines endlichen Zylinders, der durch zwei Spante abgeschlossen ist, so findet man folgendes Ergebnis:



1. Annahme unendlich steifer Spante: Durch die Verhinderung der radialen Verformung am Anfang und am Ende des Zylinders sind nur die zwei erstgenannten Ursachen der Verwölbung im Spiel. Die Verwölbung selbst ist äußerst klein.

2. Annahme endlich steifer Spante: Bei der Annahme endlich steifer Spante wird die Verwölbung wesentlich größer als im Fall 1. Sie wird schon bei kleinen Radialverschiebungen des Spantes in der Größenordnung der Hautstärke der Zylinderwand ein Vielfaches des Falles 1.

Man sieht daraus die Notwendigkeit einer möglichst wirklichkeitsnahen Berechnung der Spante, um — so seltsam es klingt — möglichst leicht zu bauen.

Das Stabilitätsproblem

Je mehr man die Hautstärke der Zylinder vermindert, um so mehr tritt ein weiteres Phänomen in Erscheinung:

die Stabilität dünner Zylinder. Hier fällt zunächst der große Unterschied zwischen den experimentellen und den theoretischen Ergebnissen auf, die auf der Annahme unendlich kleiner Verschiebungen und idealer Zylinder basieren. In der letzten Zeit konnte diese Diskrepanz durch eine Theorie endlicher Verschiebungen und die Annahme

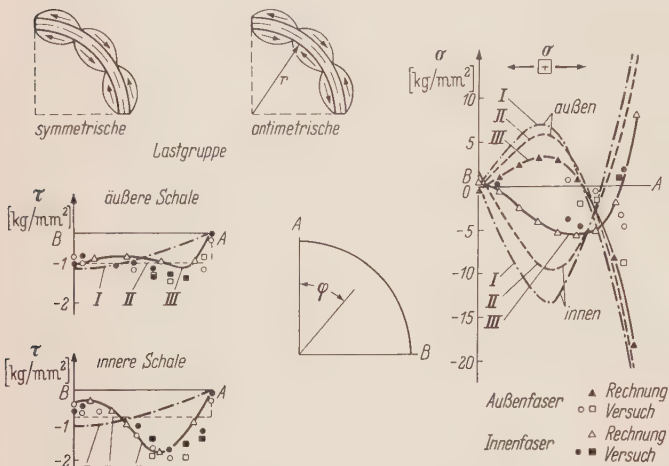


Abb. 6. Vergleich der gerechneten und gemessenen Spannungen.

vorgebeulter Zylinder weitgehendst erklärt werden. Eine Schwierigkeit besteht in der Annahme der Größe und der Form der Vorbeulen. Man stellt nämlich fest, daß mit wachsendem Radius r und mit abnehmender Hautstärke t das Verhältnis $\frac{\text{Vorbeule}}{\text{Hautstärke}} = \frac{w_0}{t}$ ebenfalls steigt. Leider

liegen darüber praktisch keine Erfahrungen vor. Wenk, Slankard und Nash [6] haben bei ihren Zylindern ein Verhältnis $w/t \sim 1$ gefunden. Leider fehlt die Angabe von r/t . Wir haben bei unseren ringversteiften Zylindern bei $r/t = 940$ einen Wert von $w/t \sim 2 \div 2,5$ erhalten.

Thielemann [7] schlägt ein Gesetz: $\frac{w_0}{t} = C_1 + C_2 \frac{r}{t}$ vor, mit $C_1 \approx 0,2 \div 1,0$ je nach Güteklasse, der Faktor C_2 ist aber mangels Erfahrung offengelassen. Eine Aussage über die Form der Vorbeulen des Zylinders ist wohl augenblicklich nicht möglich. Vielleicht wird es später gelingen, durch statistische Auswertung von Meßergebnissen für verschiedene Güteklassen und Verhältnisse r/t eine Normalfehlerform anzugeben, die mit Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird. Daraus mag man ersehen, daß die Versuchsergebnisse stets einer großen Streuung unter-

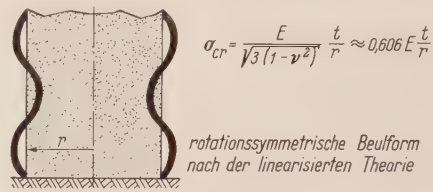


Abb. 7 a.

worfen werden. Das beste Beispiel dafür ist das Beulen dünner unversteifter Zylinder unter Längsdruck. Die linearisierte Theorie gibt als kritischen Wert der Längsspannung

$$\sigma_{\text{crit}} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \cdot \frac{t}{r} \approx 0,606 E \frac{t}{r}.$$

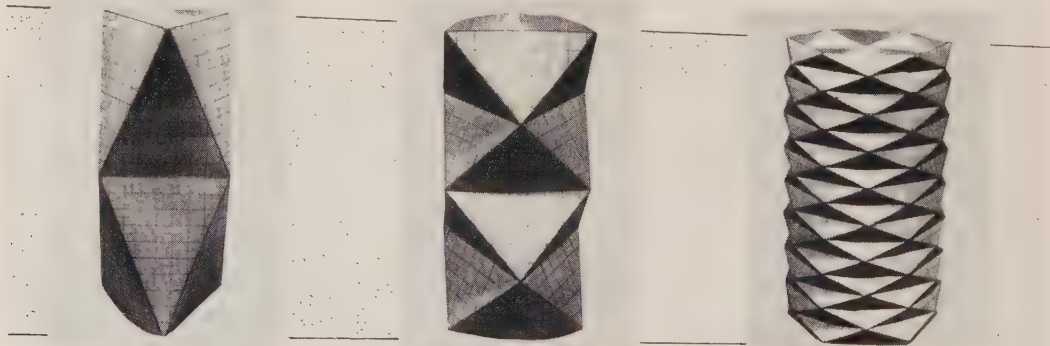


Abb. 7b. Gefaltete Papierzylinder ursprünglich gleicher Länge.

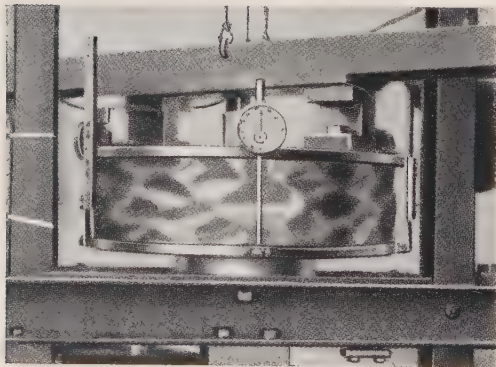


Abb. 7c.

Abb. 7c und d.
Beulformen dünner Zylinder
bei reinem Längsdruck.

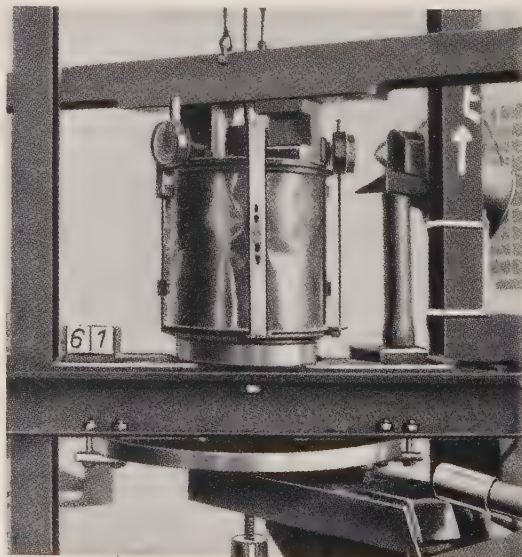


Abb. 7d.

Die dazugehörige Beulform ist rotationssymmetrisch (Abb. 7a). Dabei werden die Zylinderstreifen gebogen, während die Umfangsstreifen eine Dehnung erfahren. Die innere Formänderungsenergie beim Beulvorgang setzt sich demnach aus einer Biege- und einer Dehnarbeit ($A_B + A_D$) zusammen. Die lineare Theorie gibt an, daß beide Arbeitsanteile gleich groß sind. Desgleichen erfahren beim Beulvorgang die Endquerschnitte des Zylinders eine gegenseitige Annäherung δ . Nach dem Energiesatz muß gelten mit $\sigma_{crit} \cdot 2 \pi r t = P_{crit}$

$$\sigma_{crit} = \frac{1}{2 \pi r t} \cdot \frac{A_B + A_D}{\delta}$$

Eine Verminderung der kritischen Druckspannung σ_{crit} ist nur unter folgenden Bedingungen möglich: — einer Verringerung der inneren Formänderungsenergie oder — einer Vergrößerung der Annäherung der Endquerschnitte der — beider Vorgänge gleichzeitig. Da ein Beulen des Zylinders ohne Biegung nicht möglich ist, so kann es sich bei der Verminderung der inneren Formänderungsenergie in erster Linie nur um eine Verminderung der Dehnarbeit handeln, oder nur um eine Lokalisierung der Zylinderwandbiegung. Wenn es möglich ist, eine Beulform zu finden, bei der die oben angeführten Bedingungen ganz oder teilweise erfüllt sind, so muß sich auch theoretisch eine kleinere kritische Druckspannung ergeben:

Man kann jeden Zylinder durch Faltung in ein rautenförmiges Gebilde überführen. Dies zeigt Bild 7b. Darauf hat als erster Kirste [8, 9] hingewiesen. Es handelt sich um 3 Papierzylinder, die ursprünglich gleich lang waren und die durch willkürliche Faltung in ihre jetzige Form gebracht wurden. Es sei besonders auf die verschiedene Länge der gefalteten Zylinder hingewiesen. Man kann den Zylinder vollständig zusammenfalten, wenn $\alpha = \pi/m$ wird. Dabei bedeutet α den wahren Winkel zwischen einer Diagonal, und einer Horizontalfalte und m die Anzahl der Rauten in einem Horizontalfaltenquerschnitt. Vergleicht man nun diese idealen Rauten mit den in Versuch von Wagner-Ballerstedt [10] erhaltenen (Abb. 7 c und d), so stellt man eine erstaunliche Ähnlichkeit fest. Man sieht also, daß die Beulform nicht der der linearen Theorie entspricht, und daß es sich um endliche Verbiebungen handelt. Die erste nicht lineare Theorie stammt von Karman-Tsien [11], die den Namen „Rautenform“ angeführt haben. Ihre Untersuchungen ergaben, daß der ideale Zylinder bei einer Druckspannung von etwa $1/3$ der klassischen Beulspannung in eine neue stabile Gleichgewichtslage endlicher Verformung durchschlägt.

Kirste [8] gab 1948 den Wert $\sigma_{crit} = 0,187 E t/r$ an, den er durch einfache Betrachtungen gewann. Die unerwartet große Streuung der Versuchsergebnisse für den Bereich $r/t < 600$ veranlaßte Thielmann und Dreyer [9] zu einer Untersuchung unter der Annahme von Vorbeulen der Zylindermittellinie, die zur Zusatzdurchbiegung führen. Da dieser gesamte Fragenkomplex zur Stunde noch nicht restlos geklärt ist, sollen dem Konstrukteur Formeln gegeben werden, die auf empirischer Basis gefunden wurden. Setzen wir die kritische Druckspannung der Form an: $\sigma_{crit} = \kappa E t/r$, so lautet der Faktor κ bei gelenkiger Lagerung

nach Wagner-Ballerstedt [10]

$$\kappa = 0,2 + 0,83 \frac{t}{r} \left(\frac{r}{L} \right)^2,$$

nach Kanemitsu und Nojima [12]

$$\kappa = \frac{r}{t} \left[9 \left(\frac{t}{r} \right)^{1,6} + 0,16 \left(\frac{t}{L} \right)^{1,3} \right].$$

Die zweite Formel ist in Abb. 8 kurvenmäßig aufgetragen in Abhängigkeit von r/t und L/r . Ein Vergleich der beiden Formeln zeigt, daß in dem uns interessierenden Bereich von $r/t > 1000$ die Kanemitsusche Formel

viel kleinere Werte liefert als die Wagnersche, deren kleinster Wert 0,2 nicht unterschreitet.

Wie man sieht, ist die Beulform der dünnen Zylinder die Rautenform. Dabei wandern aber viel mehr Hautanteile nach innen als nach außen. Es liegt also nahe, einen inneren Überdruck zur Erhöhung der kritischen Druckspannung zu erzeugen. Diese Frage ist von Lo, Crate und Schwarz [13] aufbauend auf der von Karman-Tsienschen Theorie untersucht worden. Die

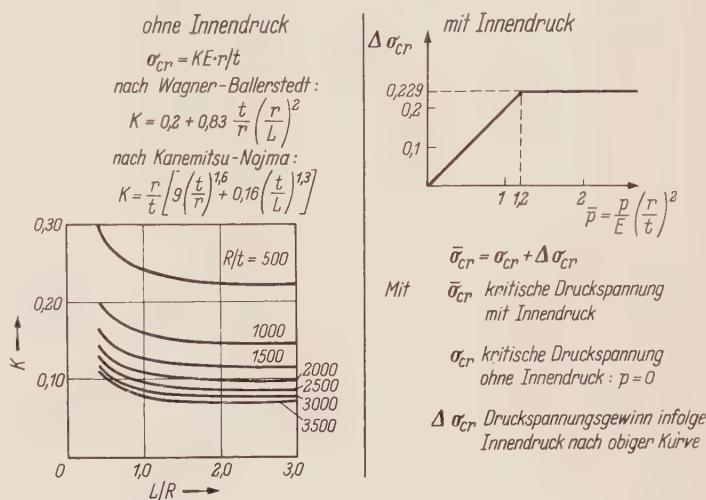


Abb. 8. Kritische Beulspannung längsgedrückter dünner Zylinder mit und ohne Innendruck.

Autoren fanden, daß die kritische Druckspannung von dem dimensionslosen Parameter $\bar{p} = \frac{p}{E} \left(\frac{r}{t} \right)^2$ abhängt. Sie steigt mit steigendem $\bar{p}$ und erreicht bei $\bar{p} = 0,169$ den aus der linearen Theorie her bekannten Wert $\sigma_{crit} = 0,606 E \frac{r}{t}$ und bleibt von da ab kon-

stant. Die zur Untermauerung dieser Theorie bis $\bar{p} = 0,1$ durchgeführten Versuche ergaben zwar ein Ansteigen der kritischen Druckspannung mit wachsendem $\bar{p}$, lagen aber erheblich unter den theoretischen Werten. Zur endgültigen Klärung dieser Frage wurden erneut von Fung und Sechler [14] Versuche durchgeführt, aber diesmal bis $\bar{p} = 2,0$. Auf Grund ihrer Versuchsergebnisse schlagen die beiden Verfasser folgende Formel vor:

$$\bar{\sigma}_{crit} = \sigma_{crit} + \Delta \sigma_{crit}$$

Die Bezeichnungen und Werte können der Abb. 8 entnommen werden.

Da die bisherigen theoretischen Ergebnisse unbefriedigend waren, wurden in letzter Zeit bei der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt weitere Rechnungen unter verschiedenen vereinfachenden Annahmen durchgeführt und die Ergebnisse mit den Rechnungen verglichen [15]. Die Untersuchungen wurden dann auch auf orthotrope Zylinder erweitert, bei denen die stabilisierende Wirkung des Innendruckes wesentlich davon abhängt, in welcher Richtung eine Schale die größere Steifigkeit besitzt.

Ein weiterer sehr wichtiger Fall ist das Verhalten dünner Zylinder bei Außen- bzw. Manteldruck. Die erste brauchbare Formel stammt von v. Mises [16, 17], der eine Fülle von Arbeiten anderer Autoren folgte. Die zur Untermauerung der Theorie durchgeführten Versuche lassen erkennen, daß die theoretischen Werte zu hoch sind. Die Differenz wurde auf die unvermeidlichen Abweichungen von der idealen zylindrischen Form geschoben. Um die kritische Beullast langer Zylinder zu erhöhen, wurden sie in regelmäßigen Abständen durch Umfangsprofile versteift.

Angeregt durch den Unterseebootbau wurden vor allem in Amerika eine große Anzahl theoretischer und

versuchsmäßiger Arbeiten durchgeführt, die das Beulen der Haut zwischen den Profilen zum Thema hatten. Die Versteifungsprofile selbst waren so stark gewählt, daß ein Bruch des Zylinders durch Versagen der Profile nicht in Frage kam. Können im Unterseebootbau die Versteifungen noch verhältnismäßig groß gewählt werden, so zwingt nun aber der Flugzeugbau, aus Gewichtsgründen möglichst leicht zu bauen und Kleinstversteifungen anzuwenden. Dieser Fragenkomplex ist bereits von Hertel [20] 1955 aufgeworfen worden. Er führte folgende Bruchmöglichkeiten an:

1. das Versagen der gesamten Schale, also Haut und Versteifungsprofile gleichzeitig (Gesamtstabilität, engliegende Versteifungen),

2. Versagen der Schale infolge örtlichen Ausbeulens der Haut zwischen den Profilen (weitliegende Versteifungen),

3. Versagen der Schale durch örtliches Ausknicken der dünnen Versteifungsprofile.

Inzwischen haben Versuche gezeigt, daß das Ausbeulen zwischen den Profilen noch nicht zum Bruch der Schale zu führen braucht. Die zwischen den Kleinstversteifungen ausgebeulte Haut kann noch ein Vielfaches des kritischen Beuldruckes auf die Profile übertragen, ohne daß die Schale zusammenbricht.

Wenn man den Zusammenbruch des Zylinders durch örtliches Versagen der Versteifungen ausschließt, so bestehen zwei getrennte Stabilitätsvorgänge:

1. das Beulen der Haut zwischen den Profilen, genannt Beuldruck,

2. das Knicken der Versteifungsprofile : Traglastdruck.

Es soll zuerst auf das Ausbeulen der Haut zwischen den Profilen eingegangen werden. Derartige Zylinder wurden zunächst mit der Mises'schen Formel berechnet, indem man die Länge l durch den Steifenabstand a_x ersetzte. Es stellte sich aber heraus, daß mit abnehmender Länge die Versuchsergebnisse immer stärker von den

reichen Snecma-Versuche insofern bestätigt, als bei unregelmäßigen Kleinstversteifungen dieser Unterschied verschwindend klein wurde. Zur Berechnung des kritischen Beuldruckes benutzten wir die Windenburg-Trillingsche [18] Näherungsformel, die aus der von Mises'schen abgeleitet ist. Sie lautet $p_{cr} \approx \frac{2,6 E (t/D)^{2,5}}{a_x/D - 0,45 (t/D)^{1/2}}$. Vernachlässigt man

im Nenner den Wert $0,45 \sqrt{t/D}$ gegenüber a_x/D , so geht die Gleichung in die Ebnersche Beziehung [19]

$$p_{cr} \approx 0,92 E r / a_x (t/r)^{2,5}$$

über. Die Gegenüberstellung der gerechneten und gemessenen Werte sieht man in Abb. 10.

Wesentlich komplizierter sind die Verhältnisse der Berechnung des Traglastdruckes. Vor dem Versagen der Profile entstehen tiefe Beulen in der Haut (Abb. 9). So sieht z. B. an einem Zylinder mit der Wandstärke $t = 0,8$ mm und einem Außendruck, der dem vierfachen kritischen Beuldruck entsprach, Beulen von einer Tiefe von rund 1,0 cm, d. h. dem 12,5fachen Wert der Wandstärke festgestellt worden. Nach dem Entlasten gingen sämtliche Beulen zurück. Derartige Vorgänge können nicht mehr mit der linearen Theorie kleiner Verschiebungen behandelt werden. Die sich daraus ergebenden nichtlinearen Gleichungen sind sehr kompliziert und können praktisch nur mit modernen Rechenautomaten gelöst werden. Um doch noch zu einer Lösung zu kommen, muß man einen anderen Weg einschlagen. Wenn es möglich ist, eine physikalisch sinnvolle Aussage über das Verhalten der Haut kurz vor dem Zusammenbruch der Profile zu machen, kann man das Versagen der Versteifungen selbst wieder mit der linearisierten Theorie behandeln.

Diesen Weg haben wir eingeschlagen [22]. Auf Abb. 10 sieht man links die Versuchseinrichtung mit der Lastvorrichtung und rechts einen Vergleich der gerechneten und gemessenen Werte. Die Kurven stellen den kritischen

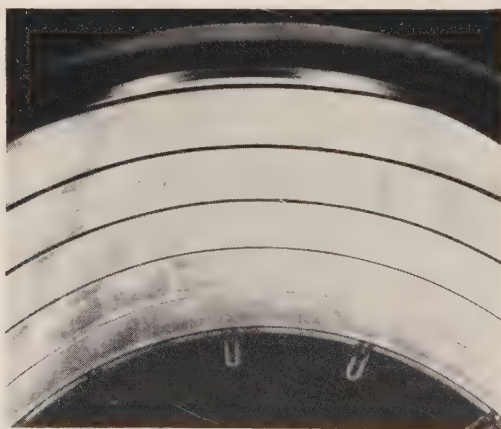


Abb. 9. Beulformen umfangsversteifter dünner Zylinder bei reinem Manteldruck.

theoretischen Werten abweichen. Das Versagen der Mises'schen Formel wurde neben dem Vorbeulen vor allem auf die physikalische Unmöglichkeit der von ihm angenommenen Randbedingungen geschoben.

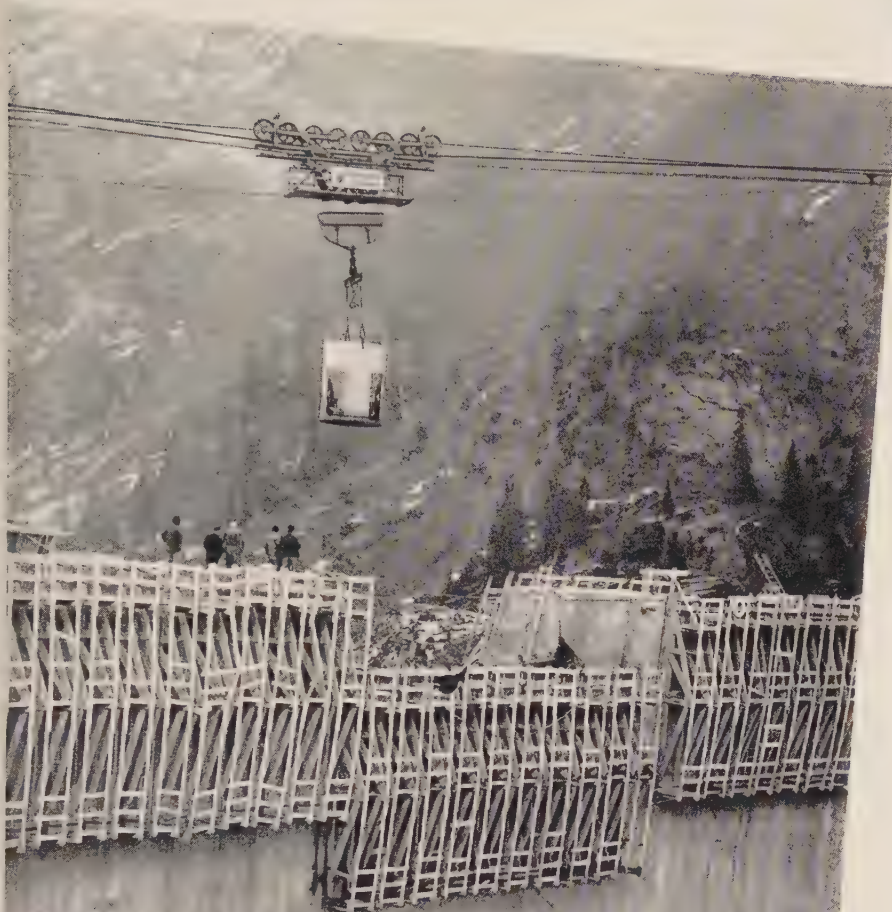
Viele Verfasser versuchten nun die theoretischen Ergebnisse durch physikalisch exaktere Randbedingungen zu verbessern. Leider hatten all diese Anstrengungen nicht den gewünschten Erfolg; die damit ermittelten kritischen Beuldrücke entfernten sich in vielen Fällen mehr von der Wirklichkeit als die von Mises'schen.

Windenburg [21] fand z. B. das überraschende Ergebnis, daß die Biegesteifigkeit der Steifen bei kurzen Steifenabständen eine Rolle spielt, und zwar steigt mit der Erhöhung der Biegefestigkeit auch die Differenz zwischen Theorie und Versuch. Sie betrug bei großer Steifigkeit bis 48 %, während sie bei kleiner Steifigkeit bis auf max. 9 % absank. Dieses Ergebnis wurde durch die zahl-

reichen Snecma-Versuche bestätigt, als bei unregelmäßigen Kleinstversteifungen dieser Unterschied verschwindend klein wurde. Zur Berechnung des kritischen Beuldruckes benutzten wir die Windenburg-Trillingsche [18] Näherungsformel, die aus der von Mises'schen abgeleitet ist. Sie lautet $p_{cr} \approx \frac{2,6 E (t/D)^{2,5}}{a_x/D - 0,45 (t/D)^{1/2}}$. Vernachlässigt man im Nenner den Wert $0,45 \sqrt{t/D}$ gegenüber a_x/D , so geht die Gleichung in die Ebnersche Beziehung [19] über. Die Gegenüberstellung der gerechneten und gemessenen Werte sieht man in Abb. 10.

Wesentlich komplizierter sind die Verhältnisse der Berechnung des Traglastdruckes. Vor dem Versagen der Profile entstehen tiefe Beulen in der Haut (Abb. 9). So sieht z. B. an einem Zylinder mit der Wandstärke $t = 0,8$ mm und einem Außendruck, der dem vierfachen kritischen Beuldruck entsprach, Beulen von einer Tiefe von rund 1,0 cm, d. h. dem 12,5fachen Wert der Wandstärke festgestellt worden. Nach dem Entlasten gingen sämtliche Beulen zurück. Derartige Vorgänge können nicht mehr mit der linearen Theorie kleiner Verschiebungen behandelt werden. Die sich daraus ergebenden nichtlinearen Gleichungen sind sehr kompliziert und können praktisch nur mit modernen Rechenautomaten gelöst werden. Um doch noch zu einer Lösung zu kommen, muß man einen anderen Weg einschlagen. Wenn es möglich ist, eine physikalisch sinnvolle Aussage über das Verhalten der Haut kurz vor dem Zusammenbruch der Profile zu machen, kann man das Versagen der Versteifungen selbst wieder mit der linearisierten Theorie behandeln.

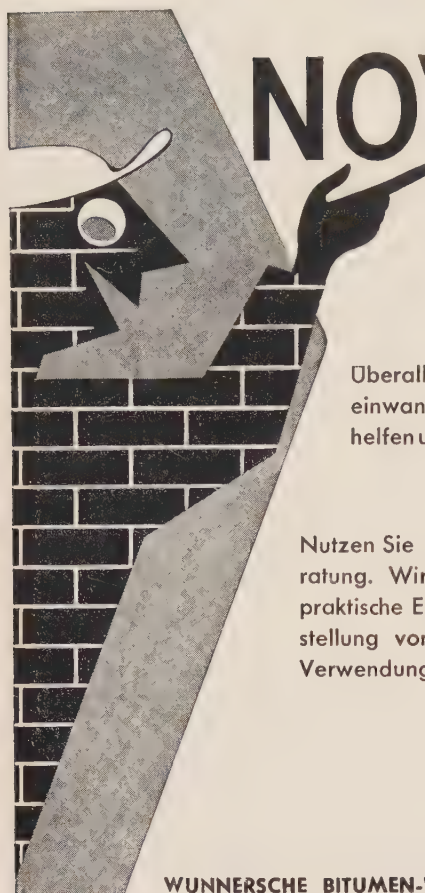
POHLIG-KABELKRANE



Allein in der Schweiz
wurden in den letzten 8 Jahren
für den Bau von Staumauern
20 POHLIG-Kabelkrane eingesetzt
mit Tragkraft bis 20 t
Hubhöhen bis 275 m
Spannweiten bis 880 m
und Fahrgeschwindigkeiten
von mehr als 360 m/min.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN





NOVOC

BETON-VERFLÜSSIGER

Überall bei der Herstellung einwandfreier Betonbauwerke helfen unsere Betonzusatzmittel

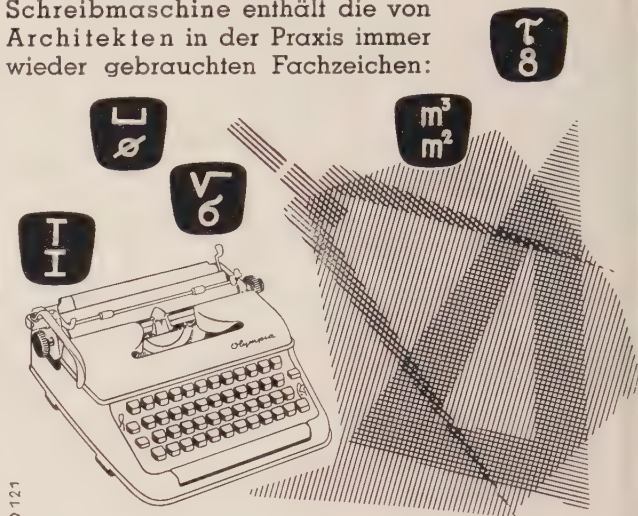
Nutzen Sie den Vorteil unserer Beratung. Wir verfügen über reiche praktische Erfahrungen für die Herstellung von Qualitätsbeton unter Verwendung unserer Zusatzmittel.



WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

Olympia vorteilhaft mit der Spezialtastatur für Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**

Vorgespannter Beton

Grundlagen · Theorie · Berechnung

Von Dr.-Ing. A. MEHMEL, o. Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt. Mit 113 Abbildungen und 8 Tafeln im Text. VIII, 131 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 17,40

Aus den Besprechungen:

„Auf etwas mehr als 100 Seiten behandelt dieses Buch das Wesentliche über die Grundlagen, die Theorie und die Berechnung von Spannbetonkonstruktionen. Es ist erstaunlich, mit welcher Ausführlichkeit das Gebiet trotz des verhältnismäßig geringen Umfangs des Werks behandelt wird. Die Darstellung ist dabei klar und verständlich, der Inhalt übersichtlich gegliedert.

Es werden Fragen der Baustoffe Beton und Stahl behandelt, die beim Spannbeton auftretenden mechanischen Zusammenhänge erläutert, das Verfahren zur Bemessung von auf Biegung beanspruchten Spannbetonquerschnitten besprochen und auch grundsätzliche konstruktive Eigenarten der wichtigsten Spannsysteme dargelegt. Schließlich werden ein Träger mit nachträglichem Verbund und ein im Spannbett vorgespannter Träger als Beispiel ausführlich durchgerechnet.

Dieses nach Inhalt und Ausstattung vorzügliche Buch kann allen denen, die sich in das Gebiet des Spannbetons einarbeiten möchten, nachhaltig empfohlen werden, aber auch dem bereits erfahrenen Fachmann wird es einige wertvolle Anregungen geben können.“

Beton- und Stahlbetonbau

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

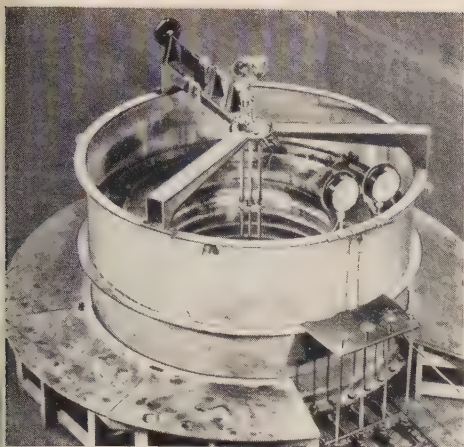
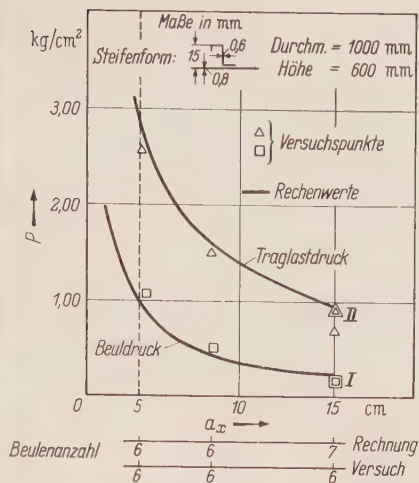


Abb. 10. Versuchsgestüt; Vergleich gerechneter und gemessener Beul- und Traglastdrücke. Beuldruck gerechnet nach



Windenburg-Trillingscher Formel: $p_{cr} = \frac{2,6 E (t/D)^{2,5}}{a_x/D - 0,45 (t/D)^{1/2}}$
mit t = Wandstärke; D = Zylinderdurchmesser; a_x = Steifenabstand

Zusammenfassung

Es wurde ein kurzer Überblick über die Querkraft-einleitung in hohe, kurze und dünne Einfach- und Doppelschalen sowie deren Stabilität gegeben.

Literatur

1. Wignot, Combs und Ensrut: NACA Nr 929, mai 1944.
2. Kuhn, Duberg und Griffith: The effect of concentrated loads on flexible rings in circular shells NACA ARN Nr. L 5 (1945) H. 23.
3. Czerwenka: Théorie du calcul des cerces. Erscheint demächst in der Reihe „Publications Scientifiques et techniques du Ministère de l'Air“.
4. Czerwenka: Ein Beitrag zur Statik des Ringflügels. Jahrbuch 1957 der WGL.
5. Ebner-Köller: Zur Berechnung des Kraftverlaufes in verteilten Zylinderschalen. Luftfahrtforschung Bd. 14, S. 607—625.
6. Wenk, Slankard und Nash: Experimental analysis of the buckling of cylindrical shell subjected to external hydrostatic pressure. Proceeding experimental stress analysis. Vol. XII (1954), Nr. 1.
7. W. Thielemann und H. J. Dreyer: Beitrag zur Frage der Beulung dünnwandig-axial gedrückter Kreiszyylinder. D. V. L. Bericht Nr. 17/Juni 1956.

8. L. Kirste: Abwickelbare Verformung dünnwandiger Kreiszyylinder. Oest. Ing.-Arch. (1948), S. 149—151.
9. L. Kirste: Les déformations dévlopables des tôles minces. Technique et Science Aéronautique, Tome 3/1955, S. 192—194.
10. Wagner und Ballerstedt: Versuche über die Festigkeit dünner, unversteifter Zylinder unter Schub- und Längskräften. Luftfahrtforschung Bd. 13, Nr. 9, S. 309—312.
11. von Karman und Tsien: The Buckling of Thin Cylindrical Shells under Axial-Compression. J. A. S., vol. 8 (1941), p. 303—312.
12. Kanemitsu und Nojima: Axial Compression tests of Thin Circular Cylinders. M. S. Thesis, Guggenheim, Aeronautical Laboratory, California Institute of Techn., 1939.
13. Lo, Crate und Schwartz: Buckling of thin-walled cylinder under axial compression and internal pressure. NACA Report 1027, 1951.
14. Fung und Sechler: Buckling of thin-walled circular cylinders under axial compression and internal pressure. Journal of the Aeronautical Sciences, Vol. 24, (1957), Nr. 5.
15. W. Schnell: Zum Beulverfahren axial gedrückter Zylinder bei Innendruck. Vortrag gehalten beim 3. Europäischen Luftfahrtkongress in Brüssel 1958 (noch unveröffentlicht).
16. von Mises: Der kritische Außendruck zylindrischer Rohre. V. D. I. 58, (1914), S. 750—755.
17. von Mises: Der kritische Außendruck für allseits belastete Rohre. Festschrift anlässlich des 70. Geburtstages von Prof. Dr. H. Stodola, Zürich 192, S. 418—430.
18. Windenburg und Trilling: Collapse by instability of thin cylindrical shells under external pressure. July 1934, E. M. B. — rep. 38.
19. Ebner: Theoretische und experimentelle Untersuchung über das Einbeulen zylindrischer Tanks durch Unterdruck. Stahlbau 21, (1952), H. 9, S. 152—159.
20. Hertel: Vorgespannte Schalenkonstruktionen W. G. L. — Vortrag, Augsburg, Okt. 1955.
21. Windenburg: The strenght of thin reinforced tubes under external pressure. June 1930, E. M. B. Report 262.
22. Czerwenka: Untersuchungen von dünnen kurzen Zylindern, die durch Umfangskleinstprofile enger und mittlerer Teilung verstärkt sind und unter Manteldruck stehen. Dissertation, Technische Universität Berlin — Erscheint voraussichtlich 1959.

Kurze Technische Berichte

DK 624.21.036.2.012.45 : 625.1 (420)

Eine englische Eisenbahnbrücke aus vorgefertigten Stahlbeton-Einzelteilen

Im Sommer 1958 wurden in Mittelengland auf der viergleisigen Strecke Stockport—Manchester die Überbauten einer straßenunterführung erneuert, bei der nicht nur die Ausführung der eingleisigen Spannbetonüberbauten aus vorgefertigten Hohlkastenteilen, sondern auch die Art der Auflagerung und Ausblagerung der Lager bemerkenswert sind.

Die vier neuen eingleisigen Überbauten ersetzen zwei reichlich überalterte Bauwerke. Das eine, ein gußeiserner Bogen für zwei Gleise, datiert noch aus dem Jahre 1840 (!); der danebenliegende weigleisige Vollwandträger aus Schweißisen auf Gußeisenstützen beiderseits der Fahrbahn der unterführten Straße wurde im Jahre 1880 errichtet. Die außerordentlich hohen Unterhaltungskosten dieser Überbauten gaben Veranlassung, vor der Elektrifizierung der Linie Crewe—Manchester das Bauwerk zu neuern, wobei auch die offene Fahrbahn durch ein geschlossenes Schotterbett ersetzt werden konnte.

Die neuen Überbauten von 37 m Spannweite sind eingleisige Hohlkästen mit einem Gewicht von je 500 t. Sie bestehen aus je 16 vorgefertigten Hohlblöcken von rund 40 cm Wandstärke. Bei etwa 4,0 m Breite, 2,3 m Länge und 2,6 m Höhe beträgt das Einzelgewicht der Blöcke bis zu 30 t. Mit Rücksicht auf die Schiefe des Bauwerks von etwa 45° sind alle Blöcke etwas verschieden geformt, wobei auch eine geringe Überhöhung beim Zusammenbau auf der Baustelle ermöglicht wurde.

Die vorgefertigten Hohlblöcke wurden auf Gerüsten neben den bestehenden Bauwerken mit 20 cm Zwischenraum zwischen den Stirnflächen hintereinander aufgestellt. Die „Fugen“ wurden mit bewehrtem Ort beton ausgefüllt; die Bewehrung diente zur Aufnahme der Umlenkkräfte der nachträglich eingefädelt Spannglieder, die die Blöcke verbinden. Sie sind an den Fugen polygonartig geknickt.

In jedem Hauptträger sind zur Einleitung der Vorspannung von 3600 t Spannglieder System Magnel-Blaton aus 72 Drähten von 7 mm Durchmesser vorhanden. Während die Spannglieder in Überbaumitte im Untergurt der Blöcke nebeneinander liegen, steigen sie gegen die Auflager in den beiden Kastenzwänden hoch.

Nach dem Vorspannen wurde der Träger in einer längeren Betriebspause quer zum Gleis eingeschoben und angeschlossen, nachdem die Hilfsbrücke, die nach dem Abbruch der ursprünglichen Überbauten den Verkehr trug, ausgebaut war.

Die Überbauten haben ebenfalls schiefen Endabschluß mit entsprechend versetzten Lagern unter den Seitenwänden der Kastenträger. Trotz der großen Drehsteifigkeit des Kastenträgers wurde mit dem Auftreten negativer Auflagerkräfte im Bereich der Lager unter den spitzen Ecken der Überbauten gerechnet. Um jedoch Verankerungen zu vermeiden, wurden die Lager in der Höhe so eingestellt, daß die Lager unter den spitzen Ecken praktisch das gesamte Eigengewicht von etwa 670 t tragen. Bei einer Nutzlast von 350 t werden die Lager an den stumpfen Ecken mit je 265 t beansprucht.

Die neuartigen Lagerkörper bestehen aus einer insgesamt 22 cm dicken Packung einzelner Lagen aus Gummi und Stahl-

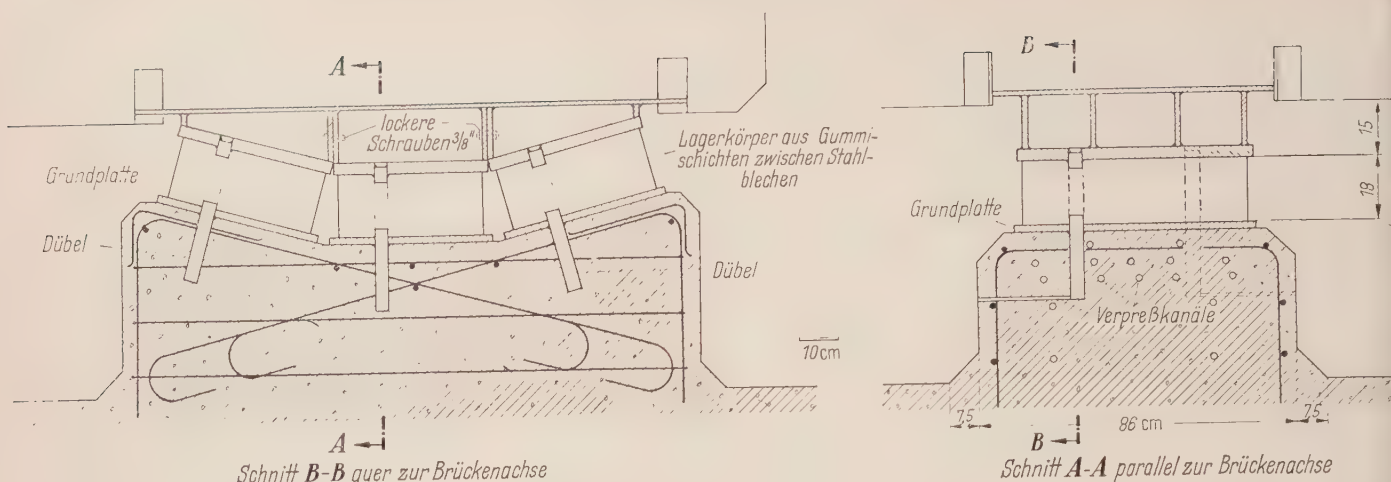


Abb. 1. Lager unter den spitzen Ecken der schiefen Überbauten.

blech (Abb. 1). Es besteht kein Unterschied zwischen festen und beweglichen Lagern. Die Lager unter den stumpfen Ecken können als in der Längsachse der Brücke unverschieblich angesehen werden. Die Lagerkörper unter den spitzen Ecken, die in erster Linie das Eigengewicht der unbelasteten Überbauten tragen, sind quer zur Brückenachse gestellt und vermögen infolge der in Abb. 1 dargestellten Querschnittsbildung auch die horizontalen Lasten quer zum Überbau aufzunehmen. Die Verbindung zwischen Kastenuntergurt und den drei gesonderten Gummi-Stahl-Blöcken dieser Lager wird durch eine wiegenartige geschweißte Stahlkonstruktion hergestellt, die die möglichst getrennte Einleitung der Auflagerkräfte in die Lagerkörper sicherstellen soll. — [Nach: Stockport Road Bridge Reconstruction; Railway Gazette 109 (1958) S. 330—332.]

Dipl.-Ing. Alfred Ohlemutz, Frankfurt/M.

DK 666.982.24 : 620.193 (047.6)

Die Korrosion des Stahles im bewehrten Beton

Zahlreiche Unfälle der letzten 20 Jahre haben das Vertrauen der Konstrukteure in die Unveränderlichkeit des Stahlbetons untergraben und viele alte Vorstellungen erschüttert, wie beispielsweise die Gleichheit der Wärmeausdehnung von Beton und Stahl, die Rissesicherheit des Betons durch Bewehrung und deren Rostschutz im Beton. Lange Zeit hindurch blieben auch Rosterscheinungen infolge reichlicher Bemessung der Bauteile verborgen. Die fortschreitende technische Entwicklung hat zur Verringerung der Abmessungen geführt, aber auch Mängel in der Ausführung hervorgerufen. Der schlechte Zustand gewisser Betonwaren hat leider zum Studium der Rostbildung in schwachen Querschnitten nicht veranlaßt und erst Unfälle an größeren Bauwerken waren die Ursache, sich mit der Frage der Korrosion zu beschäftigen, die nunmehr zu einer vordringlichen geworden ist.

Die Korrosion der Metalle wird bedingt durch verschiedenartige Einflüsse chemischer oder elektrochemischer Art; sie ist ein Zerstörungsvorgang, der an der Oberfläche beginnt. Korrosionserscheinungen äußern sich in einem Verlust der elektrischen Leitungsfähigkeit und werden oft als Oxydation schlechthin bezeichnet. Man hat zu unterscheiden zwischen chemischer und elektrochemischer Oxydation. Es besteht chemische Korrosion, sobald die Einwirkung von Metall und umgebendem Mittel unmittelbar ist, wie z. B. bei der Oxydation des Eisens an der Luft. Die elektrochemische Korrosion setzt das Vorhandensein eines elektrischen Stromes voraus, der im Verlauf der Korrosion entsteht und keiner äußeren Ursache bedarf; ist diese aber vorhanden, so führt dies zu merklicher Beschleunigung der Erscheinungen wie z. B. bei der Korrosion durch vagabundierende Ströme. „Korrosion“ bezeichnet nicht nur die gegenseitige Einwirkung von Metall und umgebendem Mittel, sondern auch deren Ergebnis, d. i. die Zerstörung des Metalls. Letztere ist meist leicht erkennbar, wie z. B. als Rost auf dem Eisen. Nach Entfernen der Korrosion kann eine glatte Metalloberfläche festgestellt werden.

Nach der Beschaffenheit der Korrosion kann man unterscheiden:

1. gleichartige Korrosion wie im Falle chemischer Oxydation und

2. örtlich begrenzte Korrosion vorwiegend elektrochemischen Ursprungs, die sich durch Abblätterungen und Vertiefungen bemerkbar macht; sie kann auch tiefer eindringen und zu einer gefährlichen Schwächung der Kohäsion führen. Diese Art von Korrosion tritt z. B. an der Bewehrung des Betons in Füllsilos durch die Einwirkung von Ammoniumnitrat auf; da sie äußerlich nicht erkennbar ist, können die entstandenen Schäden schwerwiegende Folgen für den Bestand des Bauwerkes haben.

Unmittelbare chemische Korrosion in Form eines Oxydes tritt nach einer ersten Aufnahme des Sauerstoffes durch die Metalloberfläche ein. Wäre diese Oxydschicht undurchdringlich, so wäre die Korrosion damit aufgehalten. Da dies aber nicht der Fall ist, setzt sich die Korrosion fort, indem der Sauerstoff anfangs diese Schicht durchdringt, sodann aber die Metallatome von innen nach außen drängen, so daß wechselseitige Durchdringung anzunehmen ist. Die Schnelligkeit der Korrosion ist abhängig von der Geschwindigkeit der Durchdringung der reagierenden Körperschicht und läßt sich ausdrücken durch die Gleichung:

$$\frac{ds}{dt} = D \cdot \frac{1}{x} \cdot \frac{dc}{dx} e^{-\frac{b}{T}}$$

Hierin bedeuten: ds die Menge der reagierenden Körperschicht bezogen auf 1 cm^2 Korrosionshaut, dt das Zeitdifferential, D den unveränderlichen Durchgangskoeffizienten der

Korrosionshaut, x die Dicke der Korrosionshaut, $\frac{dc}{dx}$ den Konzentrationsgrad des durchdringenden Stoffes, b einen feststehenden Beiwert, e die Basis der natürlichen Logarithmen und T die absolute Temperatur. Er zeigt sich, daß bei steigenden Werten von D , $\frac{dc}{dx}$ und T Durchdringungsgeschwindigkeit und Korrosion zunehmen. Der Wert D hat ausschlaggebende Bedeutung und seine Größe wird hauptsächlich durch den Zusammenhang der Oxydschicht bedingt. Fehlt dieser und zeigen sich Abblätterungen, Spalten oder sonstige Unregelmäßigkeiten, so hat der Durchgangskoeffizient einen großen Wert und der Korrosionsschutz ist gering. Dies zeigt sich beispielsweise bei der sehr undurchdringlichen Aluminiumoxydschicht, die den guten Widerstand des Aluminiums gegen Korrosion erklärt. Im Gegensatz hierzu ist die Eisenoxydschicht verhältnismäßig durchlässig und die Korrosion des Eisens vollzieht sich daher schneller.

Die elektrochemische Korrosion setzt, wie bereits erwähnt, das Vorhandensein galvanischer Ströme voraus. Bekanntlich löst sich gewöhnliches Zink leicht in Schwefelsäure auf und gibt freien Wasserstoff. Je reiner jedoch das Zink ist, desto langsamer löst es sich auf. Das hat zur Beachtung der Verunreinigungen von Metallen bei Korrosionserscheinungen geführt. Die Verunreinigungen des Zinks spielen hierbei die Rolle der Kathoden, während das Zink selbst als Anode wirkt. Werden eine in Schwefelsäure getauchte Zink- und Kupferplatte leitend verbunden, so entzieht das Kupfer dem Zink Elektronen, da die notwendige Energie bei dem edleren Kupfer größer als bei dem minderwertigen Zink ist, Kupfer wird zur Kathode, Zink zur Anode. Der kathodische Wasserstoff geht zum Kupfer, der anodische Schwefelsäurerest zum Zink, welches sich auflöst. Es besteht kein Unterschied zwischen einem ge-

wöhnlichen galvanischen Element und den sich an der Zinkoberfläche infolge der Verunreinigungen bildenden galvanischen Kleinstelementen, die verursachen, daß Wasserstoff nur an der Oberfläche frei wird. Wird ein Aluminiumblech durch Leitung mit der Bewehrung eines Betons verbunden, der in Meerwasser taucht oder in säurehaltigem Boden liegt, so wird sich die Bewehrung als Kathode verhalten, das Aluminiumblech wird zur Anode und aufgelöst. Solange noch eine Spur von Aluminium vorhanden ist, wird die Bewehrung vor Korrosion geschützt sein. Diese Erscheinung zeigt das Wesen des Kathodenschutzes.

Ein anderer Ursprung der galvanischen Korrosion ist der durch unterschiedliche Luftströmungen. Wird zu einer von zwei gleichartigen Metallelektroden ein Luft- oder Sauerstoffstrom geleitet, so wird die luftumspülte Elektrode zur Kathode, die andere zur Anode. Betrachtet man einen bewehrten Betonpfahl mittlerer Güte, der z. T. eingerammt ist, so sind dessen im Wasser oder an der Luft befindlichen Teile für Sauerstoff empfänglicher als die im Boden steckenden; letztere werden zur Anode und erleiden die Korrosion. Ebenso kann ein in Bodenschichten verschiedener Durchlässigkeit verlegtes Stahlbetonrohr Korrosion durch unterschiedliche Luftströmungen aufweisen. Liegen z. B. sandige und tonige Schichten vor, so werden letztere, die weniger durchlässig sind, zur Anode und die Bewehrung wird in diesem Bereiche korrodiert.

Der Alkaligehalt des mit gebräuchlichen Zementen hergestellten Betons beträgt etwa 12 v. H. und ist ein für die Erhaltung der Bewehrung günstiger Umstand. Bei porösem Beton oder solchem mit nahe an der Oberfläche liegender Bewehrung kann unmittelbare Oxydation beobachtet werden. Am häufigsten treten jedoch Korrosionen elektrochemischer Art auf. In alkalischer Lösung von 12 v. H. wird das Potential der Oxydation des Eisens von -1 Volt selten erreicht und man stellt meist Potentiale von $-0,1$ bis $0,5$ Volt fest, die im Bereich der Unempfindlichkeit liegen. Mit einer solchen Lösung ist der theoretisch-alkalische Bereich des Betons vergleichbar. Die Verschiedenartigkeit der elektrochemischen Wirkung hat andererseits Korrosionen zur Folge, die sowohl auf die Ungleichmäßigkeit der Oberflächen der Bewehrung wie auf die Anwesenheit von Oxyden zurückzuführen sind. Sie weicht jedoch merklich von unmittelbarer Oxydation ab, da das Eisen an einer Stelle in Lösung tritt, der Sauerstoff an anderer Stelle eindringt und Oxyd oder Hydroxyd an einer dritten Stelle gebildet wird. Die Korrosion entsteht im Abstand von dem Zerstörungsherd und kann den Korrosionsvorgang nicht aufhalten. Daher ist die elektrochemische Korrosion viel gefährlicher als die unmittelbare Oxydation. In gleicher Weise können Ungleichartigkeiten der Oberfläche von Bewehrungen durch schlechte Verteilung der Zuschlagstoffe oder des Zementleims, der Risse und dergleichen auftreten. Nach Angaben von Fachleuten kann das Vorhandensein vieler verschiedener Zemente ebenfalls Korrosion hervorgerufen.

Für Mörtel und Beton hat Friedland (1950) den Einfluß des Zementgehaltes, des Wasserzementwertes, von Konsistenz, Körnung und Dicke der Schutzschicht auf die Korrosion der Bewehrung untersucht. An zerstörten Probekörpern verschiedenen Alters wurde die Rostmenge durch Niederschlag aus Lösungen ermittelt. Hinsichtlich des Zementgehaltes zeigte sich eine rasche Zunahme der Korrosion, sobald bei Mörtel dieser unter 400 kg/m^3 und bei Beton unter 235 kg/m^3 sank. Bei 300 kg/m^3 Zement und verschiedenen Wasserzementwerten wurde ein Korrosionsminimum für Wasserzementwerte zwischen $0,8$ und $0,95$ gefunden. Bei wechselndem Zementgehalt und Wasserzementwert lag das Minimum bei 400 kg/m^3 Zementgehalt und einem Wasserzementverhältnis $\frac{w}{z} = 0,65$.

Folgemzufolge sind plastische Mörtel den trockenen vorzuziehen.

Für Kiesbeton tritt bei 315 kg/m^3 Zement und $0,6 < \frac{w}{z} < 0,9$

das Korrosionsminimum ein. Trockene Betone sind also zu vermeiden. Die Schutzbetonstärke bei Mörteln wurde für 10 bis 60 mm untersucht; sie war bei plastischen Mörteln von geringem Einfluß, bei trockenen entscheidend. Der Einfluß der Risse wurde nicht verfolgt.

Aus der großen Zahl der sich bis in die jüngste Vergangenheit erstreckenden Versuche über Entstehung und Wesen der Korrosion kann eine Übereinstimmung der Ergebnisse leider nicht festgestellt werden. Die von den einzelnen Forschern abgeleiteten Schlußfolgerungen sind äußerst widerspruchsvoll. Im Klärung dieser gegensätzlichen Auffassungen wurden im Laboratorium für Bauen und Öffentliche Arbeiten in Paris Versuche durchgeführt, die sich auf Untersuchung der Kor-

rosion infolge Luftdurchlässigkeit des Betons, den Einfluß der Überdeckung der Bewehrung und der Risse erstreckten.

Für Messungen der Luftdurchlässigkeit des Betons sind die mechanischen Gesetze für unelastische Flüssigkeiten (Gase) maßgebend. Bei Berücksichtigung der Zähigkeit (Viskosität) nach Poiseuille und der Molekularkräfte an der Oberfläche zwischen Gas und durchströmtem Beton, wobei wieder zwischen schlichtem (laminarem) und wirbeligem (turbulentem) Bereich zu unterscheiden ist, ergeben sich sehr verschiedene Werte für den Durchfluß. Es ist daher gewagt, Angaben über die von der Beschaffenheit des untersuchten Körpers abhängigen Größen zu machen, ohne alle Einzelheiten der Versuchsdurchführung zu erläutern.

Bei den erwähnten Versuchen wurde ein Stahlbehälter verwendet, der durch einen mit ihm verbolzten Deckel auf abgedichteter Fuge geschlossen war und im oberen Teil die mit Bitumen verkitteten zylindrischen Probekörper von $20 \text{ cm } \phi$ und 8 cm Höhe enthielt (Abb. 1). Das einfache Versuchsver-

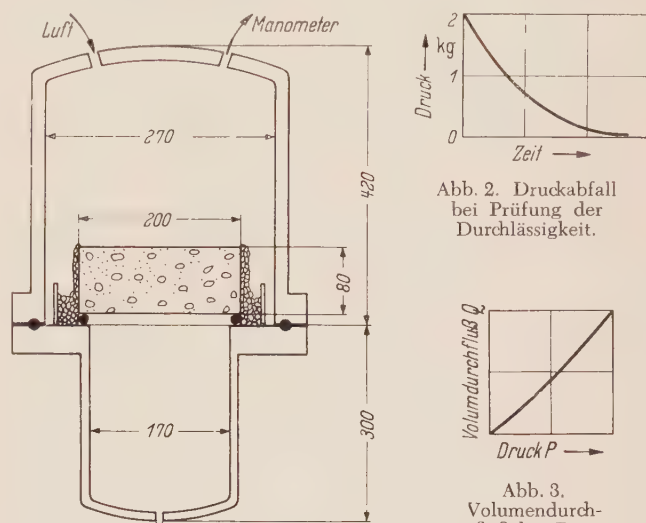


Abb. 1. Versuchseinrichtung für Prüfung der Durchlässigkeit.

Abb. 2. Druckabfall bei Prüfung der Durchlässigkeit.

Abb. 3. Volumendurchfluß bei Prüfung der Durchlässigkeit.

fahren bestand darin, im oberen Teil einen Überdruck von 2 kg/cm^2 zu erzeugen und durch ein Manometer den Druckabfall beim Durchgang der Luft durch den Beton zu verfolgen. Den Verlauf dieses Vorganges zeigt die Kurve in Abb. 2. Sobald der Überdruck auf den oberen Teil des Probekörpers vom Volumen V_s sich um dp ändert, geht durch diesen die Luftmenge $dv = V_s dp$ und der Volumendurchfluß ist

$$Q = \frac{dv}{dt} = V_s \frac{dp}{dt}.$$

Aus der Kurve der Abb. 2 kann leicht die Kurve $Q = f(p)$ in Abb. 3 abgeleitet werden; sie ist flach parabolisch und geht bei schwachem Drücken in eine Gerade über. Aus versuchstechnischen Gründen wurde jedoch nur mit hohen Drücken gearbeitet und die Zusammendrückbarkeit der Luft berücksichtigt. Der Volumendurchfluß an der unteren Fläche des Probekörpers, also bei atmosphä-

rischem Druck $p_a = 1$ ist $\frac{dv_a}{dt} = k(p - p_a) \frac{s}{e} p$, wobei $p = 2$, s die Oberfläche und e die Dicke des Probekörpers bezeichnen. k ist ein von der Zusammensetzung des Betons abhängiger Beiwert, für welchen die untenstehenden Zahlen gefunden wurden:

Zementgehalt des Betons (kg/m^3)	k
200	92
300	31
400	6
600	3

Die Durchführung der Versuche über Korrosion der Bewehrung ist nicht einfach, wenn man Messungen an unzerstörten Probekörpern vornehmen will. Das bequemste Verfahren besteht in der zeitlichen Verfolgung des elektrischen Widerstandes bei einer Form, die starken elektrischen Widerstand besitzt, d. h. einen schwachen Querschnitt mit großer Oberfläche aufweist. Dies trifft bei den gewählten Rohren von $4,4 \text{ mm } \phi$, $0,2 \text{ mm}$ Wandstärke und 157 mm Länge zu. Die

Enden waren nach Abb. 4 ausgebildet, so daß stets vollkommen einwandfreie Kontakte vorhanden waren.

Die Versuche wurden an Prismen von 7/7/28 cm Größe aus Beton von 200, 300, 400 und 500 kg/m³ Zementgehalt und dichtem Gefüge vorgenommen. Die Rohre wurden mit 2 cm Mindestdeckung eingelegt. Um die sehr lange natürliche atmosphärische Korrosion abzukürzen, wurde ein beschleunigter

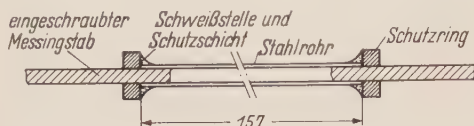


Abb. 4. Versuchseinrichtung für die Korrosion der Bewehrung.

Versuchsablauf eingerichtet, in dem die Probekörper 5 Tage hindurch einem Kochsalznebel und 2 Tage einer Trocknung durch infrarote Bestrahlung ausgesetzt waren. Widerstandsmessungen erfolgten durch die Wheatstonesche Brücke. Die Zunahme des Anfangswiderstandes R_0 auf R_t nach der Zeit t läßt sich entweder durch die Menge des entfernten Metalls oder besser durch die Verminderung der Wandstärke e der

Rohre nach der Gleichung $\pi e^2 - 13,82e + 2,633 \left(1 - \frac{R_0}{R_t}\right) = 0$ ausdrücken. Die Kurve in Abb. 5 zeigt diese Abhängigkeit.

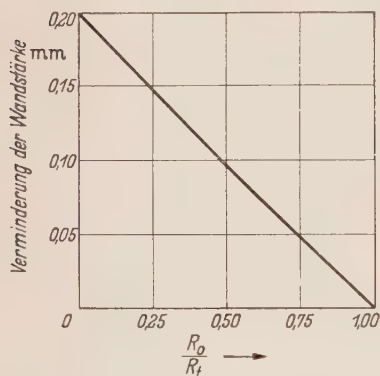


Abb. 5. Korrosionsversuchsergebnis.

Die Ergebnisse sind in Abb. 6 dargestellt. Es ist daraus ersichtlich, daß der Zementgehalt gewissen, aber nicht ausschlaggebenden Einfluß hat. Bei Beton von 200–400 kg/m³ Zementgehalt tritt der Korrosionsbeginn etwa zu gleicher Zeit ein; bei zementreichem Beton entwickelt sich die Korrosion weniger schnell. Die verhältnismäßige Unabhängigkeit von Korrosion und Zementgehalt ist nur scheinbar. Da die Zerstörung im Zuge eines Durchganges durch

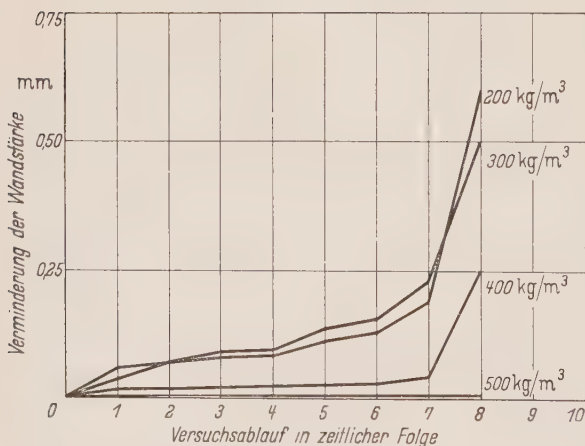


Abb. 6. Einfluß des Zementgehaltes.

den Beton eintritt, ist es erforderlich, einen niedrigen Durchlässigkeitsbeiwert zu haben und damit die Korrosion nennenswert zu verlangsamen. In dieser Versuchsreihe wurde auch der Einfluß des Wasserzementwertes w bei Beton mit 300 kg/m³ Zementgehalt geprüft. Abb. 7 veranschaulicht die Ergebnisse. Die Korrosion entwickelte sich in merkbarer Art beim 6. bzw. 7. Ablauf für Werte w von 0,4–0,5 bzw. 0,6. Ist diese Grenze erreicht, so wird die Korrosion um so größer, je höher der Wasserzementwert liegt.

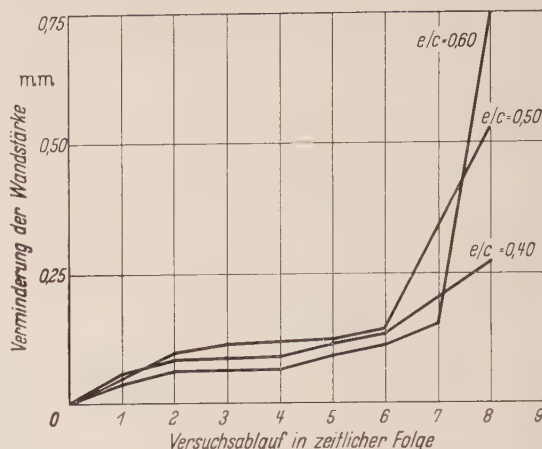


Abb. 7. Einfluß des Wasserzementwertes.

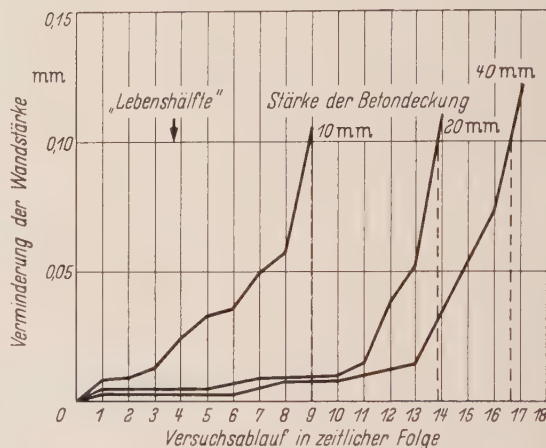


Abb. 8. Einfluß der Betondeckung.

Die Ergebnisse der an Prismen von 13/13/28 cm Größe aus Beton mit einem Zementgehalt von 300 kg/m³ ausgeführten Versuche zur Feststellung der Abhängigkeit der Korrosion von der Stärke der Betondeckung zeigt Abb. 8; sie sind sehr klar und lassen erkennen, daß die Betondeckschicht eine wichtige Rolle spielt und daß selbst in sehr korrosiver Luft (Meeresküste) bei ausreichender Deckung ein guter Schutz der Bewehrung möglich ist. Der von Pletta, Massie und Robins 1950 entwickelte Begriff „Lebenshälfte“ stellt die Zeit dar, nach deren Ablauf die Korrosion die Hälfte der Gesamtstärke der Bewehrung zerstört hat, und ist eine sehr anschauliche Bezeichnung für diese Erscheinungen.

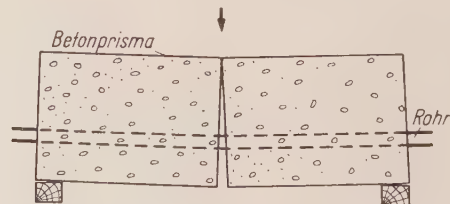


Abb. 9. Versuchseinrichtung zur Prüfung des Einflusses der Risse.

Die Bedeutung der Risse für die Korrosion der Bewehrung ist besonders umstritten. Die diesbezüglichen Versuche sind sehr schwierig durchzuführen, da es nicht einfach ist, Risse bestimmter Größe hervorzubringen. Durch Biegebruch zweiseitig gelagerter Prismen von 13/13/28 cm Größe mit eingebetteten Rohren unter mittiger Einzellast über den ganzen Querschnitt (Abb. 9) waren die Rißgrößen an den Sichtflächen der Prismen erkennbar. Da sie bis zur Lage der Rohre reichten, konnte die Korrosion infolge der Rißweiten im Bereich der Bewehrung genau untersucht werden. Die in gleichem Ablauf (Salznebel, Trocknung) durchgeführten Versuche sind in ihren Ergebnissen in Abb. 10 dargestellt und bestätigen, daß eine Beziehung zwischen Rißgröße und Korrosionsgeschwindigkeit besteht. Sie zeigen ferner, daß die Korrosion in aggressiver Luft bei gerissenem Beton viel schneller for

schreitet als bei rissefreiem Beton. Derartige Versuche sind nicht genügend genau, um festliegende Zahlen anzugeben, aber man kann sich mit der vergleichsweisen Feststellung der Größenordnung für gleichartige Betone und in gleicher Tiefe liegende Bewehrungen begnügen. Ein Riß von 0,1 mm Weite in Höhe der Bewehrung beschleunigt nicht den Korrosionsvorgang, während ein Riß von 0,6 mm die Schnelligkeit der Korrosion um das 5- bis 10fache steigert. Wird die Lage der „Lebenshälfte“ hinsichtlich der Rißgrößen betrachtet, so ist

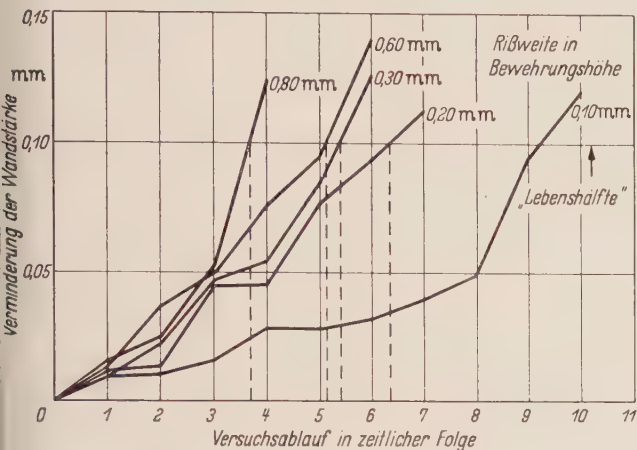


Abb. 10. Einfluß der Rißweiten.

in Neigungswechsel in den Kurven bei etwa 0,4 mm Rißweite erkennbar. Oberhalb dieses Grenzwertes ist die Bedeutung der Risse für die Korrosion entscheidend.

Schlußfolgerungen

Die Oxydation der Bewehrung kann unmittelbar sein, besitzt aber sehr oft elektro-chemischen Charakter, der den Uneleichartigkeiten von Stahl und Beton zuzuschreiben ist. Es ist fast sicher, daß die unmittelbare chemische Zerstörung des Betons eine Rolle bei dem Korrosionsvorgang spielt.

Aus den Versuchen geht hervor, daß bei korngerechter Zusammensetzung eines dichten Betons der Einfluß des Zementgehaltes nicht bedeutend ist. Die Luftdurchlässigkeit derartiger Betone ist bei üblichem Zementgehalt (250—350 kg/m³) von gleicher Größenordnung. Werden die Zementgehalte merklich höher, so werden die Durchlässigkeiten schwächer und die Korrosion läßt beträchtlich nach.

Der Wasserzementwert $\frac{w}{z}$ scheint bestimmenden Einfluß zu haben, sobald er in üblichen Grenzen liegt. Die von Friedland ermittelten Werte dürften zu hoch sein und es liegt kein augenscheinlicher Vorteil vor, den Wert von 0,6 zu überschreiten, der ausreichend plastischem Beton entspricht. Es wäre im Gegenteil gefährlich, im Sinne einer Verminderung des Wasserzusatzes, zu trockene Beschaffenheit zu erzeugen und dadurch eine schlechte Umhüllung der Bewehrung aufs Spiel zu setzen oder durch örtliche Unregelmäßigkeiten beschleunigte elektrochemische Korrosion zu ermöglichen. Wasserzementwerte zwischen 0,5 und 0,6 scheinen die gegebenen zu sein.

Für die Wichtigkeit der Betondeckung ist kennzeichnend, daß die Schnelligkeit der Korrosion regelmäßig abnimmt, sobald man sich von der Oberfläche entfernt, um bei 5 cm vernachlässigbar zu werden. Das gilt aber nur für guten Beton. In aggressiver Umgebung (Meeresküste) korrodiert die Bewehrung selbst bei einwandfreier Zusammensetzung und Wichtigkeit bis 5 cm. Dort ist es notwendig, bei schwachen Deckschichten einen Oberflächenschutz des Betons vorzusehen. In die Deckschicht schon bei Herstellung einzuhalten, ist es ratsam, zwischen Schalung und Bewehrung einen Abstand von dem 1,5fachen Durchmesser der stärksten Stäbe vorzusehen.

Aus den Versuchsergebnissen kann man folgern, daß sich die Korrosion der Bewehrung auch in rissefreiem Beton entwickeln kann, die Risse jedoch bei gewisser Größe eine sehr wichtige Rolle spielen. Bei einer Breite von mehr als 0,4 mm in der Bewehrung scheint die Korrosion sehr schnell zuzunehmen. Dieser Wert entspricht einer Rißweite von 0,6 mm in der Oberfläche. Es ist daraus zu schließen, daß selbst in aggressiver Umgebung Haarrisse die Schnelligkeit der Korrosion nicht vermehren werden. Da sich jedoch Haarrisse jeder-

zeit erweitern können, ist es wichtig, alle Vorsichtsmaßregeln zu treffen, um dies unmöglich zu machen. In diesem Sinne und in Verbindung mit der Stärke der Überdeckung ist es zweckmäßig, diese mindestens zweimal so groß als den Durchmesser des Bewehrungsstabes vorzusehen, der der Oberfläche am nächsten liegt. Ist man in aggressiver Umgebung gezwungen, die Bewehrung sehr nahe der Oberfläche anzuordnen, so ist unbedingt ein dichter Oberflächenschutz erforderlich, dessen Ausbildung entweder durch Anstriche von Silikaten oder Fluoriden oder durch neuartige synthetische Überzüge erfolgen kann. — [Nach M. J. Brocard: Corrosion des aciers dans le béton armé. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. M (1958) Nr. 126, S. 755—772.]

Dr.-Ing. l'Allemand, Falkenhain-Waldidylle.

DK 627.824.33 (62)

Der Staudamm Sadd el Aali am Nil

Der 6700 km lange Flußlauf des Nil besitzt von seiner Quelle am Tanganjika-See bis zum Mittelmeer ein Einzugsgebiet von 2,9 Mio km² (Abb. 1). Der ganze Wohlstand der Bevölkerung hängt von diesem Fluß ab. Er gibt Trinkwasser, ermöglicht Bewässerung und Schifffahrt und schafft Kraft.

Die ursprüngliche und natürliche Bewässerung, woraus der Reichtum Ägyptens seit Jahrtausenden hervorging, waren die alljährlichen Überschwemmungen des flachen Landes. — Aus dieser noch ganz unkontrollierten Form entwickelte sich die

Beckenbewässerung, die bis Anfang des 19. Jahrhunderts allgemein üblich war, aber auch heute in Oberägypten und im Sudan noch vereinzelt angewendet wird. Dabei werden durch das Hochwasser im Juli/Sept. Polder von etwa 400 bis 1700 Hektar etwa 1 bis 2 m gefüllt und mit Ablauf der Hochwasserwelle wieder entleert, wobei der fruchtbare Schlamm sich abgesetzt hat. Bei dieser Bewässerungsmethode konnten nur Weizen, Gerste, Bohnen usw. gedeihen. — Im Laufe des 19. Jahrhunderts wurde dann nach und nach die ganzjährige Bewässerung eingeführt, bei der große Wehre durch von ihnen ausgehende Kanäle das Wasser besser als bei der vom jährlichen Hochwasser abhängigen Beckenbewässerung ausnützten. Diese Wehre dienten aber nur zur Anstauung, nicht aber zur Speicherung. Dadurch wurde die Erzeugung von Sommergetreide und hauptsächlich Baumwolle erheblich gesteigert. Aber die Bewässerung reicht nicht aus, denn gerade in der Niedrigwasserperiode März bis Juli wird für die Baumwolle und den Reis das meiste Wasser gebraucht, während die Flut erst August/Sept. eintrifft. — Daher war schon lange der Wunsch nach einer Speicherung vorhanden, besonders für die aus Nordabessinien kommenden Zuflüsse Atbara und Blauer Nil, während die in Äquatorialafrika entspringenden Nebenflüsse infolge der vielen Seen und Sümpfe eine ausgeglichene Wasserführung haben. Da es sich aber nicht nur um die Verteilung des Wasserdargebotes innerhalb eines Jahres handelt, sondern auch um einen Ausgleich zwischen trockenen und nassen Jahren, ist eine Überjahresspeicherung erforderlich.

Schon um die Jahrhundertwende wurde daher eine Speicherung beschlossen und im Jahre 1902 wurde das Assuan-Staubcken mit 1 km³ Inhalt erbaut, das 1912 auf 2,3 km³ und 1934 auf 5,3 km³ durch Erhöhung vergrößert wurde. Dieser Speicher-

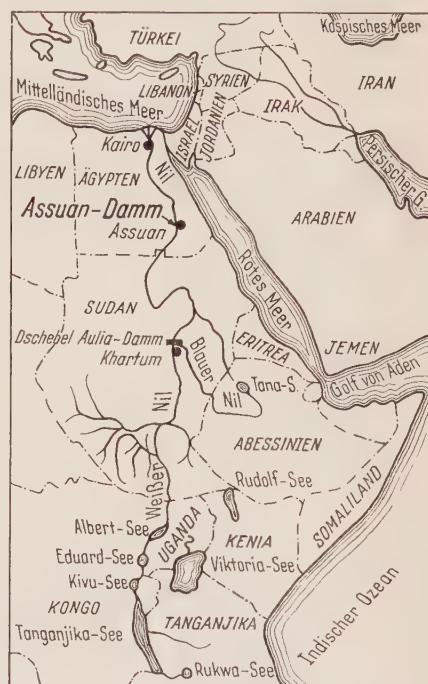


Abb. 1. Einzugsgebiet des Nil.

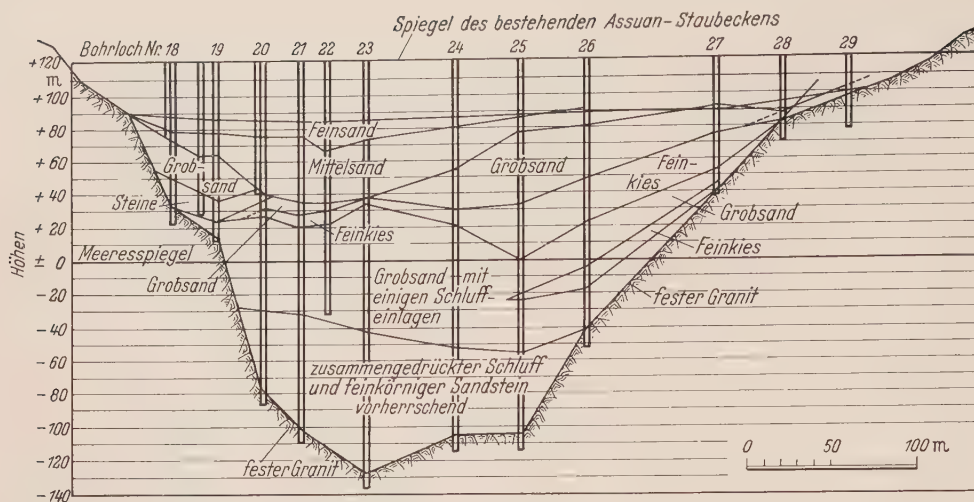


Abb. 2. Zahlreiche Bohrungen stellen maximal bis 213 m unter die Flußsohle reichende Ablagerungen fest.

raum ist aber heute trotz des Vorhandenseins von noch 5 kleineren Becken schon viel zu klein. Die Assuan-Staumauer läßt sich aber nicht weiter erhöhen. Durch diese Speicherung wurde aber die Baumwollerzeugung von 350 Mio Pfd. 1890 auf 1100 Mio Pfd. 1938 gebracht.

Aus diesen Gründen wurde ein Projekt für einen Großspeicher aufgestellt, dessen Staubauwerk 6 km oberhalb der bestehenden Assuan-Mauer liegt und dessen Stau 350 km auf ägyptischem und 150 km auf sudanesischem Gebiet sich hinzieht. Das Mittelwasser des Nil beträgt nach Messungen in den letzten 55 Jahren jährlich 84 km³, d. i. 2660 m³/s, das höchste Hochwasser infolge der vorhandenen Speicherbecken abgemindert nur etwa 12 800 m³/s. Nach Abzug von unvermeidlichen Verlusten durch Verdunstung und Versickerung ist der Nutzraum des Speichers auf 70 km³ bemessen. In dem Gesamthalt von 130 km³ — dem zweitgrößten künstlichen Speicher der Welt — wurden je ein Schutzraum für Hochwasser von 30 km³ und für Verlandung ebenfalls von 30 km³ eingerechnet. Während nämlich bisher in den Stauräumen nur das mit Schwebstoffen weniger angereicherte Wasser der Nachflut aufgefangen wurde, soll jetzt zur Erfassung des ganzjährigen Dargebotes die ganze Flutwelle gespeichert werden. Die garantierte jährliche Wasserabgabe des Beckens wird die jetzigen Erfordernisse um 30 % übersteigen. Dieser Rest wird benutzt zur Bewässerung von weiteren 800 000 ha Land in Ägypten und zur Verdoppelung der heutigen landwirtschaftlich genutzten Fläche im Sudan.

Bei der gewählten Staustelle treten beide Ufer ziemlich steil aus dem Flußbett hervor. Sie bestehen aus gesundem Granit. Der Fluß hat hier eine Breite von 500 m. Die Gründung muß maximal 213 m unter die Flußsohle hinabreichen, um die Durchsickerung durch kiesig-sandige Schichten unter dem Damm zu unterbinden (Abb. 2).

7 Stollen zur Ableitung des gesamten Hochwassers während des Baues und späteren Betriebes werden am Ostufer angelegt, diese Grundablaßstollen erhalten Hufeisenquerschnitte 15,5 m

breit und 16,5 m hoch. Das Wasser wird durch Regulierverschlüsse gestaut. Eine weitere Art der Hochwasserabführung außer durch die Grundablässe und Kraftwasserstollen ist bei Sadd el Aa nicht vorgesehen. Nach DIN 19 70 — Stauanlagen — muß in Deutschland bei Dämmen dagegen der größte Zufluß zum Becken durch Anlagen abgeführt werden können, die keine beweglichen Teile enthalten und die nicht bedient zu werden brauchen. Diese Stollen werden umfangreichen Modellversuchen unterworfen, Von ihnen haben 4 ihre Einläufe an der Flußsohle, während die der übrigen etwa 20 m höher liegen. Die Trasse befindet sich auf der ganzen Länge in gesundem Granit und die Stollen bleiben daher ohne Verkleidung.

Der oberwasserseitige Fangedamm (Abb. 3) ist direkt flussaufwärts der Stolleneinläufe angeordnet. Er ist 50 m hoch und 600 m lang und wurde in 15 bis 35 m tiefem Wasser gebaut. Er besteht aus einem geschütteten Steinkern, der allseitig von Stufenfiltern umgeben ist. Der Untergrund, den man anfangs durch Vibratoren verdichten zu müssen glaubte, kann nach neuer Ansicht ohne künstliche Verdichtung bleiben. An der Oberstromseite wird vor der 1:1½fachen Böschung ein Keil aus Dünsand in der Neigung 1:4 geschüttet, der das Durchsickern auf ein erträgliches Maß herabsetzen soll. Unter dem Dünsand wird ein 65 m tiefer Dichtungsschleier erstellt. Die Mischung des Einpreßgutes wird durch Baustellenversuche festgelegt, es soll hauptsächlich aus Ton mit geringem Zusatz von Zement bestehen. Der Fluß hilft dann durch Ablagerung von Tonschlamm vor dem Fangedamm, diesen zu dichten. Die Arbeiten zum Bau dieses Fangedammes werden auf 4 Jahre geschätzt. Bauprogramm: Im ersten Jahre Bau des Dichtungsschleiers; im zweiten Dammschüttung bis 10 m Höhe; im dritten Schüttung bis 20 m Höhe, Fertigstellung von 4 Stollen; im vierten Jahr Dammschüttung bis zur vollen Höhe und Fertigstellung aller Stollen.

Der unterwasserseitige Fangedamm wird während des vierten Jahres gebaut. Er besteht aus Steinschüttung mit unterwasserseitigem Filter und darauf eine Schüttung aus großen Steinbrocken zum Schutz gegen Erosion durch aus dem Stollen austretendes Hochwasser. Beide Fangedämme werden nachher als Teile des Hauptdammes in diesen eingebaut.

Die Krone des Hauptdammes liegt 111 m über dem Flußbett. Er ist ungefähr 500 m an der Sohle und fast 5 km an der Krone lang. Er hat eine Breite der Sohle bis 1300 m und der Krone von 32 m. Der Damm besteht aus Steinschüttung mit einem mittleren Tonkern von ungefähr dreieckförmiger Querschnitt mit 90 m Sohlenbreite. Der Tonkern setzt sich nach unten bis zum Granit hin fort. Er ist am oberen Ende 60 m breit und verengt sich nach unten auf 5 m. Er dient ausschließlich dazu, bei starken Beschädigungen der waagrechten Schürfen

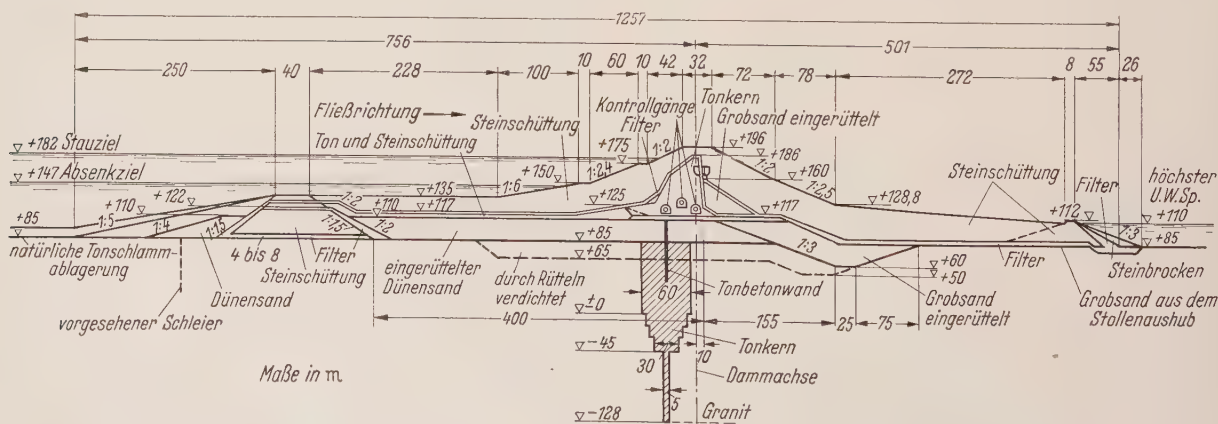


Abb. 3. Querschnitt des 111 m über dem Flußbett hohen Damms, dessen Gesamthöhe von der tiefsten Stelle der Tondichtung bis zur Krone 324 m beträgt.

urch Bomben den Staudamm noch als solchen zu erhalten. Dieser untere Tonkern soll während der Erbauung der Fangedämme ausgeführt werden. Die Dammhöhe von der tiefsten Gründung des Tonkernes bis zur Krone beträgt 324 m. Unter fast der ganzen Ausdehnung des Dammes wird eine 25 m dicke Lage Dünsand unter Einrüttelung eingebracht. Unterwasserseits des Kernes wird eine dreieckförmige Lage Grobsand als eine Art Filter angeordnet. Eine plastische Dichtungswand aus Tonbeton von 70 m Länge reicht von der Oberkante Dünsand bis in den Tonkern hinein. Diese Wand geht oben in eine waagrechte Tonschürze über, die etwa 500 m bis über den tromauf liegenden Fangedamm reicht. Darüber liegt eine Lage von 20 m Steinschüttung als Schutz. Drei Kontrollgänge sind im Tonkern angeordnet, durch die seine Wirksamkeit beobachtet werden soll.

Im Kriegsfall kann bei einem Luftangriff der Stauspiegel schnell bis zu einem sicheren Maß unterhalb der Dammkrone abgesenkt werden. Eine Zerstörung des Dammes, ausgenommen durch Atombomben, ist dadurch unmöglich. Die Bomben würden nur die oberwasserseitige Tonschürze beschädigen und damit nur die Sicherungen durch den Damm etwas verstärken. Einpressungen vom Kontrollgang aus würden sie dann bald wieder auf ein normales Maß herabsetzen.

Vier Druckstollen und zugehörige Kraftwerke sind am Westufer angeordnet. Diese Stollen sind im Gegensatz zu den Umleitungsstollen bzw. Grundablässen verkleidet, um die Reibungsverluste möglichst klein zu halten. Die Kraftwerke sind unterirdisch angelegt. 16 Turbinen von je 120 000 PS (90 000 kW) sind vorgesehen, von denen anfangs nur 8 installiert werden. Man rechnet mit einer Jahresarbeit dieser 8 Turbinen in den ersten 10 Jahren von 4,3 Mrd kWh. Im Jahre 1954 betrug der Energieverbrauch in Ägypten 1,3 Mrd kWh, 1960 schätzt man auf 3,3 Mrd kWh und 1970 erwartet man eine Verdoppelung dieses Wertes. Zur Umspannung von 15 kV auf 500 kV werden Transformatoren flussab der Kraftwerke angeordnet.

Die Kraftwassereinflüsse sind in Höhe + 130 m NN, das Abzweckziel ist auf + 147 m NN gelegen. Der Stollen für jedes der Kraftwerke von 12,7 m ϕ gabelt sich nachher in 2 Stollen von je 9 m ϕ und später nochmals in 4 Stollen von je 6 m ϕ . Am Ende der 9-m- ϕ -Strecke ist ein Schieberschacht angebracht, die 6-m- ϕ -Stollen sind noch mit Drosselklappen versehen. Der Abfluß jedes Turbinenpaares wird durch einen Unterwasserstollen von 11,5 m ϕ abgeführt. Jede Kraftwerk-Kaverne wird durch zwei 150-t-Krane bedient.

Der Ton des Kernes und des Teppiches werden aus zwei großen Nilablagerungen in der Nähe gewonnen. Alles in allem werden etwa 42 hm³ Massen in den Damm eingebaut, also erheblich mehr als bei der 2,5 hm³ fassenden Cheopspyramide. Dünsand, der einen großen Teil der Massen ausmacht, ist in unbegrenzten Mengen am Westrand des Niltals verfügbar. 1 hm³ Granitsteinschüttung kann aus den Stollen- und Kavernenaushöhlungen gewonnen werden. Jeder der Grundablaßstollen ist 2100 m, jeder Kraftwasserstollen dagegen 1500 m lang. Sehr geeignete Massen für das Grobkornfilter erhält man durch Lagerung im Fluß.

Der Entwurf ist seit dem Jahre 1952 bereits fertiggestellt. 1954 wurde er von einer internationalen Kommission überprüft. Der Bau des Staudammes wird etwa 10 Jahre dauern. Die Baukosten des Dammes ohne Kraftwerke und Bewässerung betragen 345 Mio Dollar. Die Gesamtkosten betragen dagegen 700 Mio Dollar. — [Nach A. Selim: A basic step towards full utilization of the river Nile, Civ. Engng. 28 (1958) S. 55—60.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

K 624.138.24 : 624.138.4 (047.6)

Wirtschaftlich interessantes Beispiel der chemischen Bodenverfestigung

Mitten in der City New Yorks wird gegenwärtig auf einem räumlichen zwei Untergrundbahnlinien gelegenen Grundstück von 100 m und 120 m Seitenlänge ein sechzigstöckiges Bankgebäude von 240 m Höhe errichtet. Das Gebäude, dessen Modell Abb. 1 stellt, erhebt sich wie ein Turm über etwa einem Drittel der Fläche, der Rest wird ein Vorplatz. Wolkenkratzer und Vorplatz sind fünfstöckig unterkellert. Der Bau dieser umfangreichen Kelleranlage stellte lehrreiche Gründungsfragen.

Der Untergrund besteht aus einer locker gelagerten Feinsandschicht von 6 m Mächtigkeit, darunter einer Grobschluffschicht, und etwa 12 bis 15 m unter Flur stößt man auf fast durchlässigen, festen Boden, der auf der einen Seite unmittelbar auf dem Felsuntergrund aufliegt. Die Dicke dieser Schicht nimmt nach der anderen Seite ab, und eine lockere Feinsandschicht schiebt sich in zunehmendem Maße zwischen den Fels. Auf dieser Seite stößt man dementsprechend auf zwei Grundwasserhorizonte, wobei das Grundwasser in der

untersten Feinsandschicht naturgemäß unter erheblichem hydrostatischen Überdruck steht. Schneidet man sie an, dann bricht der Boden sofort aus. Bei diesen Gegebenheiten sieht man sich daher in New York gezwungen, Tiefgründungen unter Luftdruck vorzunehmen. Die erste Ausschreibung sah infolgedessen einen rings um die Baugrube laufenden Fangedamm vor, der auf der einen Seite aus offenen Spundwandkästen, auf der anderen aus Senkkästen bestehen sollte. Alle Angebote enthielten aber derartig hohe Lohnkosten für die Arbeiten unter Druckluft, daß man nach einigen fehlgeschlagenen Versuchen, mit gestaffelt angeordneten Spundwänden in einer Versuchsgrube offen die volle Tiefe zu erreichen, die chemische Verfestigung der Feinsandschicht durch Injektionen ausschrieb. In einer Versuchsgrube wurden Wasserglas und Chlorkalzium — die Chemikalien des Joostenverfahrens — getrennt injiziert. Die Grube konnte daraufhin tatsächlich ungefährdet bis auf den Fels niedergebracht werden. Daraufhin wurde der gesamte Feinsand, soweit er anstand, chemisch verfestigt.



Abb. 1. Modell des sechzigstöckigen Bankgebäudes.

Bauvorgang

Der Boden wurde zunächst 5 m tief ausgehoben. Dann wurden (Abb. 2) ringsum, in einem Abstand von 5 bis 6 m voneinander, die Spundwände des Fangedammes 60 cm tief in die feste Schicht eingerammt und durch Querschotten in 21 Kästen unterteilt. Damit war das obere Grundwasser abgeriegelt. In der Tiefe wurde der Schlitz auf eine Breite von 3 m verringert, dann weiter ausgehoben und der auftretende Feinsand gleichzeitig sofort injiziert. An den Seiten, an denen die Untergrundbahn vorbeiführte, wurden Berme stehen gelassen. Anschließend wurden die Stützmauern betonierte und schließlich die eigentliche Baugrube ausgehoben (Abb. 3). Die dabei zur Abstützung der Mauern eingezogenen und zusätzlich vorgespannten stählernen Steifen wurden im Gegensatz zu einer häufigen Praxis nicht wieder entfernt, sobald Decken und Wände des Gebäudes eingebaut wurden. Vielmehr bilden die Steifen, deren jede aus zwei parallelen Stahlträgern im Ab-

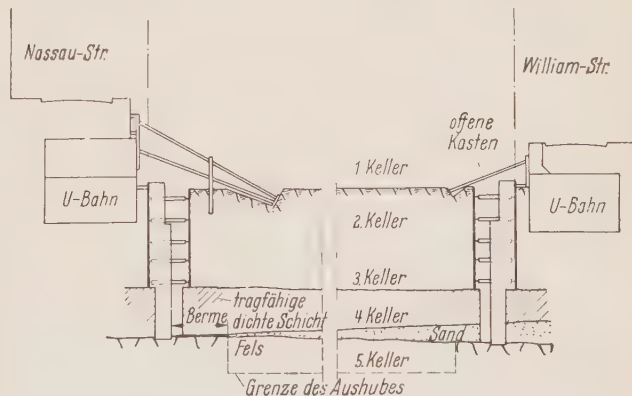


Abb. 2. Schnitt von Osten nach Westen durch die Baugrube während des Einbaus der Fangedämme. Die beidseitig angrenzende U-Bahn erforderte sorgsamste Aussteifungen.

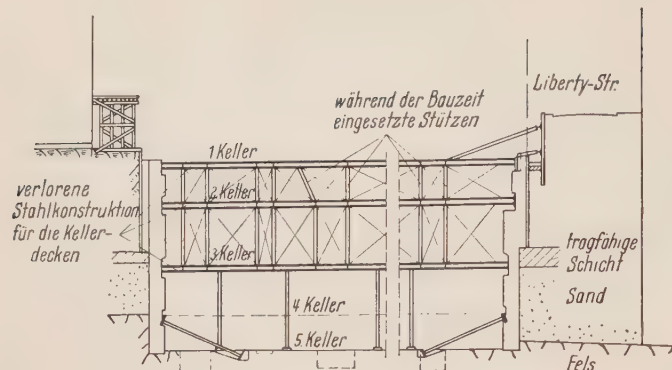


Abb. 3. Schnitt durch die Baugrube von Nord nach Süd während des Einbaus der stählernen Deckenträger bis zum dritten Keller. Die vierte Decke mit den bis zum Straßenniveau aufsteigenden Pfeilern wurde erst später eingebaut.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

DK 624.041.63 : 624.072.2 (022)

Anger, Dr.-Ing. G.: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. Band I. 7. erw. u. verb. Aufl. VIII, 271 S., Gr. 17 × 24 cm, mit 302 Abb. u. 38 Tabellen. Berlin: W. Ernst & Sohn 1958. Geh. 37,— DM, geb. 41,— DM.

Der I. Band des insgesamt 3 Bände umfassenden Werkes von Anger enthält die theoretischen Grundlagen des Durchlaufträgers. Die Bände II und III sind für die Bedürfnisse des Hochbaues bzw. des Ingenieurbauwes bestimmt und enthalten die Einflußlinien bzw. die Auswertungen der Einflußlinien für speziellere Stützweiten- und Belastungsverhältnisse.

Im Band I werden für 50 häufig vorkommende Lastfälle unter verschiedenen Lagerungsbedingungen (frei drehbar, eingespannt) die Auflagerkräfte, Maximalmomente, Momentenflächen und Belastungswerte angegeben. Der durchlaufende Träger wird eingehend an Hand der Dreimomentengleichung sowie der graphischen und rechnerischen Festpunktmethode behandelt. Auch für die spannungsoptische Sichtbarmachung der Festpunkte wird ein Hinweis gegeben.

Ferner sei noch besonders hervorgehoben: Tabellen zur Ermittlung der Festpunkte; Einfluß von Kragmomenten auf die Stützmomente; feldweise veränderliches Trägheitsmoment; Formeln für die Berechnung des Durchlaufträgers, an den Enden frei drehbar gelagert, durchlaufend über 3 bis 11 Stützen, an einem Ende frei drehbar, am anderen fest eingespannt, durchlaufend über 3 bis 6 Stützen, und an beiden Enden fest eingespannt, durchlaufend über 3 bis 9 Stützen.

Die von Anger angegebenen Endformeln der statischen Größen und Hilfswerte werden ausführlich erläutert und aus entsprechenden Ableitungen gewonnen.

Für Stützweiten bis 10 m sind die Werte l^2 , l^3 , $\frac{l^2}{8}$ und $\frac{l^3}{4}$ in Intervallen von 1 cm vertafelt.

Neu gegenüber der 6. Auflage sind insbesondere die Anordnung des Stoffes, hundertstel Intervallteilung für Belastungsarten, bei denen die Laststellung oder die Länge der Belastung wesentlich sind, sowie die Entstehung der als Hilfswerte bezeichneten Faktoren.

An zahlreichen Beispielen wird die zweckmäßige Berechnungsweise angegeben und insbesondere die Handhabung der Tabellen erläutert.

Das Buch kann ohne besondere Vorkenntnisse zum Studium dienen und dem praktisch tätigen Ingenieur eine wertvolle Hilfe sein.

S. Krug, Berlin.

DK 624.016 : 624.072.2 (023) = 2

Viest, Iwan M., R. S. Fountain and R. C. Singleton: Composite Construction in Steel and Concrete for Bridges and Buildings. XVI u. 176 S., Gr. 15 × 23 cm, mit zahlreichen Abb. New York/Toronto/London: McGraw-Hill Book Company, Inc. 1958. Gzln. 58 Sh.

Dieses Buch soll die schnelle und einfache Berechnung von Verbundkonstruktionen nach den neuesten Vorschriften der AASHO (American Association of State Highway Officials) ermöglichen.

Die Verfasser erläutern eingangs die Dimensionierung der Verbundträger. Es werden Gleichungen zur Berechnung der

stand von 0,9 bis 1,8 m besteht, bereits das Gerippe der späteren Kellerdecken. Man war dadurch vor unerwünschten Verschiebungen geschützt, die bei der Übertragung der Kräfte von den zeitweiligen auf die ständigen Traglelemente kaum zu vermeiden gewesen wären. Die Steifen ruhten zunächst auf vorübergehend gerammten Stahlpfählen. Die eigentlichen Pfeiler des Bauwerkes wurden später zwischen den Trägern durch die Steifen hindurchgeführt, sobald die Baugrube fertig war. Im Endzustand bilden die Stützmauern im Grundriß einen Rahmen, der durch die Geschoßdecken und einige der Trennwände der Keller als aussteifende Scheiben in sich stabil ist. Die Sohle des vierten Kellers ruht zum Teil mit geringer Bewehrung unmittelbar auf dem Boden auf und wurde nur zum geringen Teil als schwer bewehrte Platte über den fünften Keller, den Tresorraum, gespannt. Unter der Sohle wurde eine Dränschicht geschüttet, um die Kellersohle nicht gegen den vollen hydrostatischen Überdruck dimensionieren zu müssen. — [N. R. C. Johnston und N. W. Koziakin: Foundation Design and Methods Cut Skyscraper Cost, Engng. News Rec., 11 (1958) H. 4, S. 34.] Dr.-Ing. H. U. Smolczyck, Berlin.

Querschnittswerte und Spannungen für ständig und kurzzeitig wirkende Belastungen und darüber hinaus Näherungsformeln angegeben, die, zum großen Teil graphisch ausgewertet, eine rasche Vorbemessung der Verbundträger ermöglichen.

Diese Formeln sind für die Dimensionierung von Verbundträgern nach deutschen Vorschriften nicht ohne weiteres anwendbar, da die DIN-Normen eine so weitgehend vereinfachte Berechnung, wie sie nach den amerikanischen Vorschriften zulässig ist, nicht gestatten. Das Verhältnis der Elastizitätsmoduli Stahl zu Beton wird für die im amerikanischen Brücken- und Hochbau üblichen Betongüten mit einer Zylinderfestigkeit von 2500 bis 4000 psi (~ 180 bis 280 kg/cm²) als konstanter Faktor $n = 10$ angenommen, der für die Berechnung der Querschnittswerte des Verbundträgers mit einer dimensionslosen Größe k zu vervielfachen ist. Für kurzzeitig wirkende Belastungszustände ist $k = 1$. Für ständig wirkende Belastungen $k = 3$ zu setzen. Mit anderen Worten besagt dies, daß das Kriechen des Betons durch einen ideellen Modul $n_i = 30$ erfaßt wird.

Es sind in Deutschland ebenfalls Berechnungsverfahren für Verbundträger bekannt geworden, die auf der Annahme eines ideellen Elastizitätsmoduli-Verhältnisses Stahl zu Beton fußen, welches durch entsprechende Kenngrößen des Querschnitts korrigiert wird, so daß die erhaltenen Ergebnisse genauer sind. Trotzdem ist bei diesen Verfahren immer mit mehr oder weniger großen Fehlern bei der Berechnung der Spannungsumlagerung aus Kriechen zu rechnen, da es nicht möglich ist, die strenge Lösung des Problems vorhandenen zwei gekoppelten Differentialgleichungen durch eine Größe zu befriedigen. Man wird sich daher von Fall zu Fall, zumindest stichprobenweise, Gewißheit über die Genauigkeit dieser Näherungsformeln verschaffen müssen.

Die Spannungen aus Schwinden brauchen nach den amerikanischen Vorschriften im allgemeinen nicht nachgewiesen zu werden, da in diesem Fall für die Stahlträger eine Erhöhung der zulässigen Spannungen um 25% gestattet ist, während in der Betonplatte, zumindest bei statisch bestimmten Trägern, das Schwinden die Spannungen abgebaut werden. Falls Nachweis erforderlich ist, so wird er üblicherweise unter der Annahme eines behinderten Einheitsschwindmaßes ohne Berücksichtigung des Kriechens geführt.

Die Verfasser behandeln die Berechnung von Durchlaufträgern, für die eine Verbundwirkung nur im positiven Momentenbereich in Anspruch genommen wird, während im negativen Momentenbereich die Stahlträger unter Annahme einer gerissenen Betonplatte dimensioniert werden. Gänzlich unberücksichtigt bleibt dabei die zeitabhängige Änderung der Stützmomente, die sich im allgemeinen durch Kriechen und Schwinden vergrößern. Dies ist um so erstaunlicher, als die zulässigen Stahlspannungen nach den amerikanischen Vorschriften nahezu mit den gleichen Sicherheitsfaktoren wie die zulässigen Spannungen nach den deutschen Normen gegen Fließen und Bruch ($\nu_F = 1,8$ bzw. $\nu_B = 2,7$) festgelegt sind.

Die von der AASHO herausgegebenen Berechnungsgrundlagen begrenzen die Schlankheit von Verbundträgern auf λ , wobei die des Stahlträgers allein nicht kleiner als $1/30$ sein soll. Bei Durchlaufträgern ist hierbei als Bezugslänge der Abstand der Momentennullpunkte aus Eigengewicht einzusetzen. In wirtschaftlichen Gründen ebenfalls nicht unterschritten werden

Die Verbundwirkung zwischen Verbundplatte und Stahlträger wird durch Dübel sichergestellt, deren Bemessung die erfasser im dritten Kapitel erläutern. Die in den Vereinigten Staaten gebräuchlichsten Dübelarten sind Bolzen (studs), -Profile (channels) und Spiralbewehrungen (spirals). Die Tragkraft dieser Dübel wurde durch Versuche bestimmt und ist funktional in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und den Dübelbemessungen angegeben.

Die zulässige Gebrauchslast ermittelt man durch Division der Traglast durch einen Sicherheitsfaktor γ_s , dessen Größe dem Verhältnis der auf den Stahlträger und Verbundträger auftretenden Momente und Querkraften und von der Sicherheit gegen Bruch abhängt. Im allgemeinen liegt γ_s zwischen 1,25 und 1,5.

Besonders hingewiesen ist auf eine Dübelart; und zwar auf dies mit Schweißpulver gefüllte, aufgeschweißte Bolzen (granular-flux-filled welded studs). Die gebräuchlichsten Durchmesser dieser Bolzen, die mittels eines aufgesetzten Kopfes die Betonplatte gegen Abheben sichern, sind $\frac{3}{4}$ in. und $\frac{7}{8}$ in., die übliche Länge ist 4 in.

Mit einer transportablen handlichen Bolzenschweißkanone können die Bolzen in weniger als einer Sekunde auf den Stahlträgerobergurt durch angelegte Arbeiter aufgeschweißt werden. Das zu schweißende Ende ist mit einem Schweißpulver gefüllt und von einem Porzellanring umhüllt, der die Erwärmung des Materials durch den Lichtbogen auf die zu verweißenden Flächen konzentriert und den Abfluß des geschmolzenen Materials verhindert. Es hat sich gezeigt, daß gerade Schweißverbindungen ohne diesen Ring nicht erreicht werden können. Nach einer kurzen intensiven Erwärmung rückt eine Feder in dem Schweißwerkzeug automatisch den Bolzen in das geschmolzene Material.

Der Vorteil dieses Verfahrens liegt in seiner Einfachheit und Wirtschaftlichkeit. Ein Verziehen des Obergurtes des Stahlträgers, wie es oft beim Aufschweißen anderer Dübelarten eintritt, ist nicht beobachtet worden. Die Verfasser berichten, daß mit diesen Dübeln umfassende Versuche durchgeführt wurden, wobei auch in bezug auf die Dauerfestigkeit die Ergebnisse befriedigend waren. Der Bericht empfiehlt die Anwendung dieser Dübelart in Deutschland für Verbundträger im Hochbau zu prüfen. Bei vorwiegend ruhender Belastung ist die etwas größere Nachgiebigkeit dieses Dübels ohne Belang. Immerhin beträgt die Traglast eines Bolzens mit $\frac{3}{4}$ in. Durchmesser und 4 in. Länge bei einem B 300 etwa 5,5 t.

Die praktische Bemessung von Verbundträgern unter Anwendung der abgeleiteten Formeln wird in dem folgenden Kapitel an einer Reihe von Beispielen gezeigt. Dabei werden die Verbundkonstruktionen auch bezüglich ihrer Wirtschaftlichkeit miteinander verglichen.

Im fünften Abschnitt sind die für die Vordimensionierung der Verbundträger benötigten Tabellen und graphischen Hilfen zusammengestellt, während das sechste Kapitel ein sehr ausführliches Verzeichnis der einschlägigen amerikanischen Literatur bringt.

Auf die bei der Bemessung von Verbundträgern im Hochbau zu beachtenden Besonderheiten wird im Anhang des Buches hingewiesen. Erwähnenswert ist in diesem Zusammenhang, daß die amerikanischen Vorschriften gestatten, bei Verbundträgern in Hochbauten mit leichter Belastung und ohne Stoß- und Vibrationswirkung die Haftung zwischen Stahlträger und Betonplatte in Anspruch zu nehmen, wenn die Haftbedingungen in der Berührungsfuge an keiner Stelle im Träger etwa 1,75 kg/qcm nicht übersteigen. Im anderen Falle sind die Schubkräfte voll durch Dübel zu übertragen.

Dr.-Ing. Kunert, Mainz.

K 624.15 : 624.131.5 (023)

Flächengründungen und Fundamentsetzungen. Erläuterungen und Berechnungsbeispiele für die Anwendung der Normen DIN 4018 und DIN 4019 Blatt 1. Herausgegeben vom Arbeitsausschuß Berechnungsverfahren des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuß und in der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. 80 S., Gr. 21 $\times$ 29,7 cm, mit 104 Abb. Berlin/Köln: Beuth-Vertrieb GmbH. u. Berlin: W. Ernst Sohn 1959. Brosch. 18,— DM.

Das vorliegende Werk wurde von Prof. Dr.-Ing. Edgar Schultze, Aachen, unter Mitarbeit hervorragender Fachänner des Grundbaues verfaßt. Im Anschluß an die beiden Vorbilder werden zugehörige Erläuterungen und zahlreiche Beispiele über die Verteilung der Sohlpressung und die Setzung in Bauwerken verschiedenster Art mitgeteilt. Die Theorie des elastischen Halbraumes kommt für starre Kreisplatten, gekrümmte Rechteckplatten und den starren Plattenstreifen zur

Darstellung. Die starre Kreisplatte und der starre Streifen werden auch bei ausmittiger Belastung behandelt. In den Beispielen werden Schaubilder und Tabellen angewendet sowie Näherungsverfahren gezeigt. Dadurch wird die Aufstellung praktischer Berechnungen ungemein erleichtert und gleichzeitig die Einhaltung der Normen gewährleistet. Die Beispiele betreffen durchwegs Fälle aus der Praxis, sie sind durch mühsame Arbeit sorgfältig zusammengestellt und dadurch ist dieses Werk ein vorzüglicher Behelf für den Praktiker des Grundbaues. Auch der Theoretiker wird manches Neue vorfinden und durch die Verzeichnisse des Schrifttums wertvolle Hinweise erhalten. Für Behörden, Prüfingenieure und Bauunternehmer ist dieses Buch in gleicher Weise sehr nützlich. Es ist zu wünschen, daß dieses ausgezeichnete Werk die gebührende Anerkennung und im Interesse der Sicherheit im Bauwesen eine rege Anwendung finden möge.

K. Fischer, Wien.

DK 533.691.11.01 (022)

Schlichting, Dr. phil. H. und Dr.-Ing. E. Truckenbrodt: Aerodynamik des Flugzeuges. I. Band: Grundlagen aus der Strömungsmechanik. Aerodynamik des Tragflügels. (Teil I). XV u. 455 S., 15,6 $\times$ 23 cm, mit 260 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1959. Gzln. 52,50 DM.

Der vorgelegte erste Band ist von allgemeiner Bedeutung für alle Ingenieure und Forscher die sich mit der Wechselwirkung zwischen Tragflügel und Maschine zu beschäftigen haben. Die Bedeutung des Buches reicht über den Flugzeugbau hinaus. Die Hydrodynamik der zwei- und dreidimensionalen Bewegung einschließlich der Anwendung der Funktionentheorie wird umfangreich und in pädagogisch schöner Weise dargestellt. Die Rechnungen auf dem Gebiete der Grenzschichtung für Tragflügel mögen selbst für viele Fachleute überraschend sein. Von besonderer Wichtigkeit ist das breit angelegte Kapitel über die Tragflügelströmung im kompressiblen Medium. Es handelt sich um ein anspruchsvolles Werk. Die Theorie ist stets in den Vordergrund gestellt und dank dieser Konzeption erstet die Strömungslehre aus einem Guß. Im Vorwort haben sich die Autoren die Aufgabe gestellt, den überwiegenden Teil der Flugaerodynamik aus rein theoretischen Überlegungen zu gewinnen. Die Aufgabe ist überzeugend gelöst worden. Darüber hinaus soll, wie es im Vorwort heißt, gezeigt werden, daß entscheidende Fortschritte „durch die Synthese von theoretischen Überlegungen und einigen grundlegenden Experimenten“ und nicht durch „Anhäufung von umfangreichen Versuchsergebnissen“ erreicht werden. Gilt dies nicht eigentlich für alle modernen Ingenieurwissenschaften? Und: Mußte man nicht genauer untersuchen, welchen Einfluß zum Beispiel die doch gewiß umfangreichen Profilkataloge auf den Flugzeugbau hatten? So ruft dieses Buch, das die vorderste Front einer blühenden Wissenschaft darstellt, auch historische Kritik hervor, was seinen Wert nur erhöht. R. Wille, Berlin.

DK 69.057 : 621.757 (022)

Roggmann, W.: Montage-Hilfsbuch. 467 S., Gr. 12,5 $\times$ 17,5 cm, mit 259 Abb. München: C. Hanser 1958. Geb. 36,— DM.

Im vorliegenden Montage-Hilfsbuch, das dem Richtmeister auf der Baustelle und dem Planungsingenieur der Montageabteilung als Stütze dienen soll, sind umfangreiche Erfahrungswerte zusammengetragen und Erkenntnisse der Praxis wiedergegeben. Es ist zu begrüßen, daß sich der Verfasser der Mühe unterzogen hat, seine Erfahrungen auch dem Anfänger zugänglich zu machen.

Das Montage-Hilfsbuch befaßt sich aber auch enzyklopädisch mit dem Rechnen, der Mechanik und Festigkeitslehre, den Maschinenelementen, Passungen von Lagern, Festlegung von Schmierstoffen sowie mit der Behandlung von Schweißkonstruktionen, der Montagekalkulation u. a. mehr.

Die breite Ebene, die dem Werk mit diesen Ausführungen gegeben wird, ist gefährlich; denn jedes angezogene Gebiet ist nach dem heutigen Stand der Technik ein Fachgebiet für sich und zu wenig behandelt, um dem Richtmeister oder Montagefachmann das sichere Gefühl der richtigen Entscheidung an die Hand zu geben, oder es verleitet zu Fehlentscheidungen und Maßnahmen, die weittragende Folgerungen haben können.

Es muß zugegeben werden, daß es sehr schwierig ist, ein Montage-Hilfsbuch zu verfassen, das mit dem Stand der Technik, mit den Erfordernissen des Marktes und den vielen Komponenten, die auf technischen und kaufmännischen Gebieten eine Montage beeinflussen, Schritt hält.

Ein Montage-Hilfsbuch müßte sich damit begnügen, Erfahrungswerte und Erkenntnisse festzuhalten, die der Fortschritt der Technik weniger beeinflußt, und bei theoretischen

Problemen auf vorhandene Veröffentlichungen, Zahlentafeln und Handbücher hinweist. G. Göllner, Rheinhausen.

Neuerscheinungen

Festskrift til Professor Anker Engelund. Meddelelse Nr. 10 des Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks Tekniske Højskole, Kopenhagen, VIII u. 234 S., Gr. 17,5 × 25,5 cm mit zahlr. Abb. Kopenhagen: 1959. Brosch. 25,— Dkr. — 20 Veröffentlichungen (davon 5 englisch) auf den verschiedensten Gebieten des Bauingenieurwesens, z. B. Troels Brøndom-Nielsen: Biegung von konischen Schalen gleicher Dicke und von zylindrischen Schalen gleicher oder ungleicher Dicke; Claes Dyrbye: Beispiel für die Untersuchung von Trägerrosten nach der Plastizitätstheorie; Brinch-Hansen: Näherungsberechnung des Parabelträgers mit V-Vergitterung; Chr. Ostenfeld: Spezialkonstruktion von Brückenpfeilern an der Fredriksstad-Brücke, u. a. m.

Meebold, Dr.-Ing. R.: Die Drahtseile in der Praxis. 3., neubearb. Aufl. VII u. 110 S., 15,5 × 23,2 cm, mit 127 Abb. Berlin/Göttingen/

Heidelberg: Springer 1959, Brosch. 12,— DM. — Eine Anzahl Ergänzungen und Korrekturen früher vertretener Ansichten, die sich aus einer mühsamen, von verschiedenen Stellen geleisteten Kleinarbeit ergaben, machte eine Neubearbeitung dieses Buches notwendig.

Tuma, Prof. of Civ. Engng., Jan J., Samuel E. French u. Theodor I. Lassley: Analysis of Continuous Beam Bridges (Tafeln zur Berechnung durchlaufender Träger mit Vouten). Vol. I: Carry-Over Procedure. IX u. 51 S., Gr. 21,5 × 28 cm, mit 16 Zahlentafeln u. zahlreichen Abb. Herausgeg. von The Oklahoma State Highway Comm. and The United States Bureau of Public Roads, Washington, USA.

Martinola, Dipl.-Civ. Ing., Dr.-techn. Marzio: La détermination purement optique des constantes E, ν, G des matières isotropes transparentes. Contribution à l'étude des plaques minces fléchies d'épaisseur brusquement variable. (Publications du Laboratoire de Photoélasticité der ETH Zürich, Nr. 7). 70 S., Gr. 17 × 24 cm, mit 24 Abb. Zürich: Leemann 1959. Brosch. 10,— sfr.

Verschiedenes

Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz 75 Jahre

Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz, persönlich haftender Gesellschafter der Dyckerhoff u. Widmann KG, vollendet am 26. November 1959 sein 75. Lebensjahr. Er konnte in diesem Jahr auf eine 50jährige, außergewöhnlich erfolgreiche Tätigkeit bei seiner Firma zurückblicken.

Im Bauingenieur 29 (1954) ist Eugen Schulz als Anlaß der Vollendung seines 70. Lebensjahres gewürdigt worden.

Professor Dr.-Ing. habil. Alfred Troche 65 Jahre

Am 6. Oktober vollendete Professor Dr.-Ing. habil. Alfred Troche sein 65. Lebensjahr. Geboren in Berlin, besuchte er die Leibniz-Oberrealschule in Charlottenburg und begann sein Studium, nachdem er als Kriegsfreiwilliger am 1. Weltkrieg 1914—1918 teilgenommen hatte. Nach Ablegung seines Diplomexamens im Jahre 1922 und seiner Promotion im Jahre 1923 widmete sich Troche frühzeitig der wissenschaftlichen Lehr- und Forschung.

Von seinem regen Fleiß legen die ca. 65 Veröffentlichungen Zeugnis ab. Die Vielseitigkeit seiner Arbeiten erhellt daraus, daß Troche auf dem Gebiete der Statik promovierte, sich auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues habilitierte, daß er bereits im Jahre 1932 zum a. o. Professor und Lehrbeauftragten für Lehrgerüst- und Ingenieurholzbau an der TH Darmstadt ernannt wurde. 1941 erfolgte seine Berufung als Ordinarius auf den Lehrstuhl für Bautechnik u. Holzbau an die TH Hannover.

Alle Arbeiten Troches zeichnen sich durch wissenschaftliche Toleranz und unbestechliche Gründlichkeit aus. Darüber hinaus ist Professor Troche einer Studentengeneration Vorbild

dafür gewesen, wie man über den Weg menschlicher Beseitigung zu hohem Ansehen gelangen kann. Seit Oktober 1957 ist er emeritiert. Mögen dem Jubilar noch viele Jahre eines glücklichen und schaffensfreudigen Lebens beschieden sein.

Krabbe, Hannover.

Berichtigung

zum Aufsatz: **A. Mehmel: Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken.** Bauingenieur 34 (1959) Heft 1, S. 9. — Abb. 3b und 4 ist die Bezeichnung vertauscht. Es muß richtig heißen:

—— Schwinden: $\epsilon_s = 15 \cdot 10^{-5}$

---- Schwinden: $\epsilon_s = 30 \cdot 10^{-5}$

Mehmel.

Berichtigung

zum Aufsatz **G. Wickert: Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebewerke.** Bauingenieur 34 (1959), Heft 9, S. 342. — Abschnitt 5, Seite 348 „Schwimmer mit Steigrohr“ sind die angegebenen Belastungswerte einschließlich der Werte in der Abbildung 15 nicht t/m^2 , sondern kg/cm^2 . G. Wickert.

Neue DIN-Normen

Stabstahl (1959): DIN 1014; 1015; 1018; 1022, 1025 Bl. 1—1026—29; 6941; 6942; 59051.

DIN 407: Sinnbilder für Niete usw.

Kunststoffe: In der 2., geänderten und erweiterten Auflage des DIN-Taschenbuch 21 (Oktober 1959) sind alle die Kunststoffe betreffenden Normen angegeben.

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen und Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl behält sich die Redaktion vor.

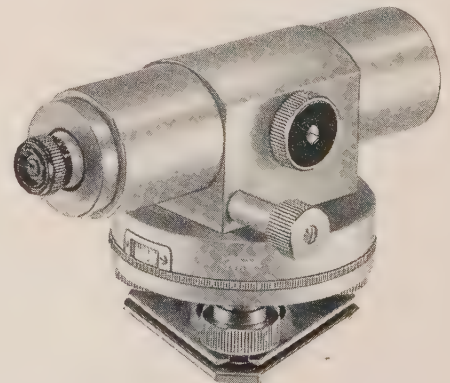
Corblanit im Bauwesen

Nachdem die chemische Industrie seit einiger Zeit Schäume zur Verfügung stellt, die sich durch geringe Wasseraufnahme, niedriges Raumgewicht, ausgezeichnete Wärmeisolation und verhältnismäßig gute Festigkeit auszeichnen, kommen jetzt Bauelemente auf den Markt, welche die Verarbeitung derselben besonders wirtschaftlich ermöglichen. „Corblanit“ werden Isolierbauplatten aus Polystyrol-Hartschaum genannt, die bei zusätzlicher Kernimprägnierung schwer entflammbar sind und ein Raumgewicht zwischen 14 und 20 kg/m^3 besitzen. Dicken bis zu 160 mm sind lieferbar. Die Wärmeleitfähigkeit liegt bei 0,035 $kcal/m^2h$. Bei Verwendung als Dachisolation erhöhen einklebbare Zwischenleisten mit Aluminiumprofilen wesentlich die Tragfähigkeit. Besonders aufgeraut hergestellte Platten sind auch ohne Besandung putz- und betongriffig. Für Deckenuntersichten stehen außerdem Kassettenplatten verschiedenfarbig und gemustert zur Verfügung. Die relativ hohe Belastbarkeit von 1—1,5 kg/cm^2 gestattet auch den Einbau zur Trittschalldämmung unter schwimmendem Estrich.

Eine bemerkenswerte Neuerung stellen ferner die sogenannten T-Platten dar, welche aus kreuzweise übereinanderliegenden, gewellten Bahnen bestehen. Als Herstellungsmaterial dient ein zementgebundener Glasfaserschleier. Wegen ihres anorganischen Aufbaues sind sie sehr formbeständig und durch ihr großes Widerstandsmoment mechanisch fest. Die bis 5 cm dicken Platten, welche ein Raumgewicht zwischen 300 und 400 kg/m^3 haben, können gesägt und genagelt werden. Bei Zwischendecken- und Außenwandisolationen ist die kleine Wärmeleitfähigkeit von 0,075 $kcal/m^2h$ und die vorhandene gute Putzhaftung von Vorteil. Gegen Feuchtigkeitsdurchgang wirken die zahlreichen, untereinander verbundenen Lufträume sperrend. Auch freitragende Zwischenwände können hergestellt werden, wenn in den Mauern und in der Decke Vorsorge für einen einwandfreien Fugenanschluß getroffen wird. F. Pilny, Berlin.

Automatisches Baunivellier

Wirtschaftliches Arbeiten bei hoher Genauigkeit ermöglicht ein neues automatisches Baunivellier der Firma Otto Fennel Söhne KG, Kassel. Dieses Instrument ist mit einem Regler ausgestattet, durch den sich die Ziellinie horizontal stellt, sobald die Dosenlibelle zum Einspielen gebracht wird. Das handliche Nivellier, das durch seine Formschönheit auffällt, ist mit einem leistungsfähigen Fernrohr ausgerüstet. Besonderer Wert wurde auf einfache Handhabung gelegt.



als Bedienungselemente findet man nur die Seitenfeinstellschraube und den Fokussierknopf zum Scharfstellen des Bildes. Das Instrument kann mit einem verstellbaren Horizontalkreis geliefert werden und ist dadurch zum Messen und Abstecken von Winkeln sowie für tachymetrische Aufnahmen geeignet. Sein Anwendungsbereich umfaßt alle technischen Nivellements. Als mittlerer Kilometerfehler für ein Doppelnivelllement sind ± 5 mm zu erreichen.

Baumaschinen und Baueinrichtungen

Von Professor Dr.-Ing. habil. O. WALCH,
ehemal. Unesco Expert at The Indian
Institute of Technology, Kharagpur/Indien

Dritter Band:

Übungsbeispiele

Mit 84 Abbildungen. VIII, 227 Seiten
Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 31,50

Aus den Besprechungen:

„Nachdem im ersten Band die einzelnen Baumaschinen und im zweiten Band — über den wir in Heft 12/1958, Seite 285, berichteten — die Baueinrichtungen behandelt wurden, werden im 3. Band der Praxis entsprechende, aber vereinfachte Übungsbeispiele gebracht, wann und welche Baugeräte zweckmäßig eingesetzt werden. Sie sind ergänzt durch Tabellen über Leistung (zum Teil in Diagrammen), Geschwindigkeit, Neuwerte und Abschreibungswerte. So wird für den Erdaushub aus tiefen, räumlich beschränkten und aus räumlich ausgedehnten Baugruben der Einsatz von Baggern, Kippern und Schürfkübelwagen untersucht, ebenso verschiedene Walzen für die Bodenverdichtung. Für Rüttelgeräte, die jetzt sehr viel verwendet werden, z. B. bei der Interbau-Berlin, sind keine Beispiele gegeben. Betoniereinrichtungen für ein Bürohaus, Berechnung von Wasserhaltungen, Rammen von Stahlspundwänden sind behandelt. Der Verfasser weist darauf hin, daß es nur möglich war, aus dem großen Gebiet des Ingenieurbaus einzelne Beispiele herauszugreifen. Das Buch bietet auch für den Hochbaufachmann, soweit er mit Fundamentierungs- und Betonierungsarbeiten zu tun hat, manche wertvolle Anregung.“

Bauwelt

Früher erschienen:

Erster Band: Baumaschinen. Mit 291 Abb. X, 302 Seiten Gr.-8. 1956. Ganzleinen DM 37,50

Zweiter Band: Baueinrichtungen. Mit 160 Abb. VIII, 314 Seiten Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 40,50

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

CHEMIE DES INGENIEURS

Grundlagen zur Anwendung in der Technik

Von Dr. E. BRANDENBERGER, Professor an der Eidg. Technischen Hochschule und Direktor der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Zürich. Mit 121 Abbildungen und 42 Tabellen. VII, 267 Seiten Gr.-8°. 1958.

Ganzleinen DM 24,—

Aus den Besprechungen:

„Die ständige Ausweitung der Chemie macht es dem Ingenieur in vielen Fällen unmöglich, sich über die einzelnen chemischen Probleme rasch und eingehend zu informieren.

Im vorliegenden Buch werden gerade die Gebiete, die das Ingenieurfach berühren, zusammengefaßt besprochen. Neben einer klaren einfachen Behandlung der Grundlagen für den Aufbau der anorganischen und organischen Stoffe (einschließlich Kunststoffe) sind die verschiedensten Gebiete berücksichtigt. So werden Korrosion, Metallurgie, Schmiermittel, Anstrichtechnik und Baustoffe erläutert. Die Behandlung ist durch eine Einführung in die Grundlagen und Darstellung der technischen Fragestellung als gelungen zu bezeichnen. Literaturhinweise am Ende jedes Abschnittes ermöglichen es, noch tiefer in die Spezialgebiete einzudringen.“

Werkstatt und Betrieb

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten

Von Dipl.-Ing. FRANZ KÖHLER, München. Mit 75 Abbildungen. VII, 135 Seiten Gr.-8°. 1956.

Steif geheftet DM 13,20

Aus den Besprechungen:

„... Da bis heute über den Stahlwasserbau kein zusammenfassendes Lehrbuch existiert, sondern der Fachmann auf firmeneigene Erfahrungen und Zusammenstellungen wie auch auf in der ganzen Welt verstreute Publikationen in Zeitschriften angewiesen ist, so begrüßt er es um so mehr, daß der Springer-Verlag mit der Publikation von *Franz Köhler* den gegenwärtigen Stand der Entwicklung zeigt. . .

Das Buch kann jedem Stahlwasserbauer zum Studium empfohlen werden . . .“ *Schweizerische Bauzeitung*

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

IM HOCHBAU - TIEFBAU UND INDUSTRIEBAU

GEGEN
WASSER
UND
FEUCHTIGKEIT

bedeuten
VANDEX ISOLIERMITTEL

Wasserdichtigkeit
Vergütung der Oberfläche
Schutz gegen Aggressiveinflüsse



Vandex
ISOLIERMITTEL

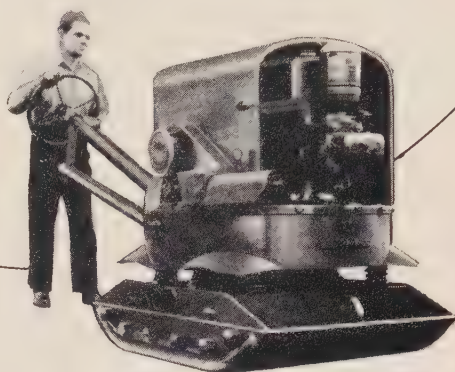
INFORMATION

VANDEX ISOLIERMITTEL GMBH, HAMBURG-STELLINGEN,
KIELER STR. 335

Wir beraten Sie gern

VIBROMAX

Tiefwirkende Bodenverdichtung
durch Plattenrüttler



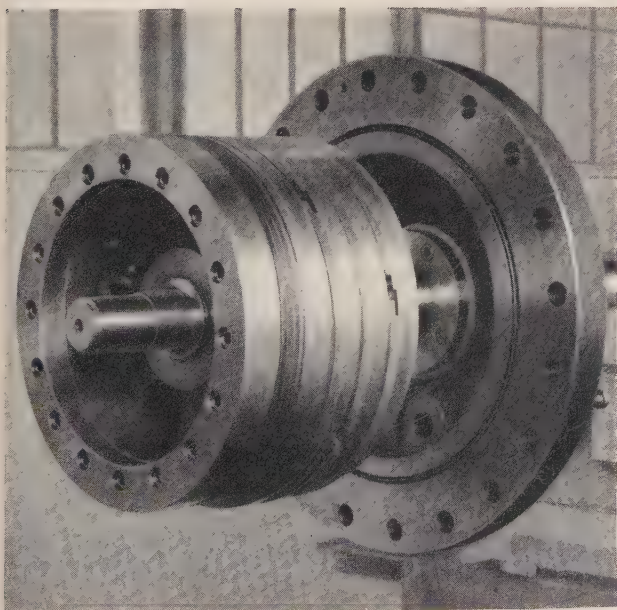
LOSENHAUSENWERK
DUSSELDORFER MASCHINENBAU A.-G.
DÜSSELDORF · GRAFENBERG

WAAGNER-BIRÓ

WIEN

AKTIENGESELLSCHAFT

GRAZ



Kolben für einen ölhydraulischen Servomotor

Ölhydraulische Antriebe für Talsperren und Kraftwerke

wurden von uns geliefert für:

Österreich	Kaprun / Pruz-Imst / Schwarzach
Schweden	Bjurfors
Ägypten	Assuan
Indien	Bhakra Dam / Panchet Hill / Ghandi Shagar Dam / Hirakud Dam / Rihand Dam / Koyna
Malaya	Cameron Highlands
Thailand	Bhumiphol Dam

ZENTRALE: WIEN V · MARGARETENSTRASSE 70 · ÖSTERREICH



ORGEN
STAHLBETON-FROST-
SCHUTZMITTEL D.B.P.

PROLAN
BETON-
VERFLÜSSIGER

FLUATOL
SCHALUNGS-
MITTEL

ORKIT
SCHWARZER
SCHUTZANSTRICH

PROLAPIN
DICHTET
MÖRTEL u. BETON

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Abriebfeste und rißfreie

Beton-Estriche

ermöglicht **Compakta**, Prosp. E 5 kostenl.
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

AUTOGEN-Schweiß-, Schneid- und Lötwerkzeuge



Fachberatung
unverbindlich

- Schweißpulver „Homogenit“
- Druckminderer
- Armaturen für alle Gasarten

F. X. STÖHR

Autogen- u. Armaturenwerk Augsburg · Provinstr. 22



Neue Prospekte und Druckschriften

Interessenten an nachstehenden Druckschriften bitten wir,
diese unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ direkt bei
den genannten Firmen anzufordern

Baustoffe

Prospekt — BUCHTAL-Strahlenschutz-Steine — 4 Seiten —
DIN A 4

Buchtal AG., Keramische Betriebe, Schwarzenfeld/Opf.

Betriebswaagen

Prospekt — Neue Wäge- und Buchungsautomaten — 22 Sei-
ten — DIN A 4

Carl Schenk, Maschinenfabrik GmbH., Darmstadt

Fördermittel

Prospekt — Der Transportberater — BTR-Typen-Tafeln
batterie - elektrisch angetriebener Flurförder-
mittel — 8 Seiten — DIN A 4

Beratungsdienst Transport-Rationalisierung (BTR) Frankfurt
a. Main, Goethestr. 30

Planier- und Laderaupen

Prospekt — EIMCO-105-Frontlader — 2 Seiten — DIN A 4

Prospekt — EIMCO-105 — 2 Seiten — DIN A 4

Faßbender, Siepmann & Co., GmbH., Düsseldorf,
Breite Straße 8

Prospekt — EIMCO-105-TRACTOR-DOZER — 2 Seiten —
DIN A 4

THE EIMCO CORPORATION SALT LAKE CITY 10, UTAH
Generalvertretung für die Bundesrepublik:

Faßbender, Siepmann & Co., GmbH., Düsseldorf,
Breite Straße 8

Tabellen zur Berechnung von Wasserrohrleitungen

Von Dipl.-Ing. H. MARUNG

Beratender Bauingenieur

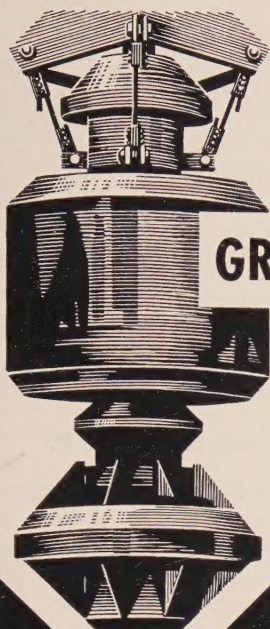
54 Seiten Gr.-8°. 1957. DM 9,60

Aus den Besprechungen:

„Das vorliegende Tabellenbuch zur Berechnung von
vollaufenden Kreisrohren ist für die Praxis gedacht.
Es umfaßt die Rohrdurchmesser von 40 mm bis zu
500 mm. Die Berechnung erfolgte nach der bekann-
ten Kutter'schen Formel. Die Tabellen zeichnen sich
durch ihre geringe Maschenweite (nicht weit über
lvH der Wassermenge) aus, während ältere Tabellen
über einen sehr weiten Bereich sich erstrecken und
damit für den praktischen Gebrauch nicht immer ge-
eignet sind. Die Genauigkeit der Tabellen liegt über
der des hydraulischen Rechenschiebers und entspricht
in den Zahlenergebnissen mindestens denen, die sich
aus der hydraulischen Rechnung ergeben. Die Hand-
habung der Tabellen ist einfach. Das Buch kann dem
praktisch rechnenden Ingenieur bestens empfohlen
werden.“

Gesundheits-Ingenieur

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



GRÜNDUNGEN



JOHANN KELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN

Die Berechnung der Zylinderschalen

Von Dr.-Ing. A. AAS-JAKOBSEN, Oslo.
Mit 30 Abbildungen. XII, 160 Seiten
Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 22,50

INHALTSÜBERSICHT:

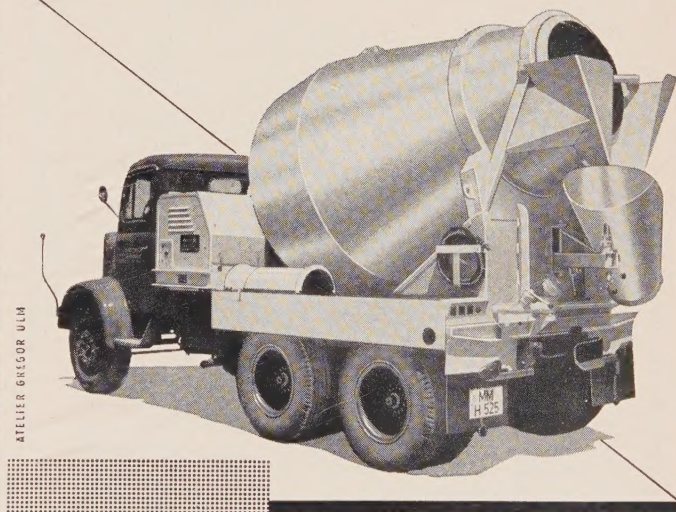
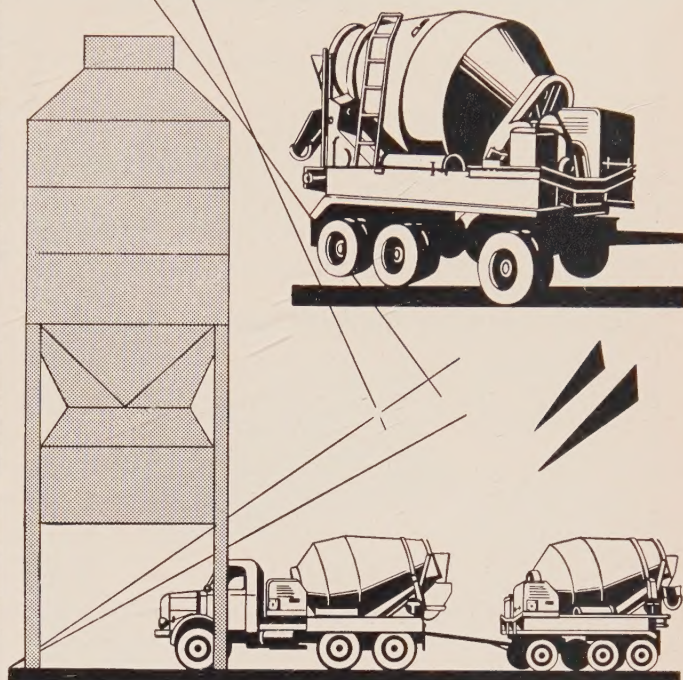
Bezeichnungen und Parameter • Grundlagen der Schalentheorie • Flächenlasten. Membrantheorie • Isotrope Schalen mit Belastung am Längsrand • Ringrippschalen mit Belastung am Längsrand • Schalen mit veränderlichem Halbmesser und veränderlicher Schalenstärke • Berechnungsmethoden für Tonnendächer • Trajektorienbewehrung, Binderberechnung • Stabilität, Ring- und Längsmomente • Das vorgespannte Tonnendach • Belastung am Ringrand $x = 0$ • Literaturverzeichnis • Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG • BERLIN • GÖTTINGEN • HEIDELBERG

STETTER

AUTO-TRANSPORTBETON-MISCHER

für 2,3 und 4 cbm Fertigbeton



ATELIER GREGOR ULM



- Top- oder Endlader-Ausführung
- Antrieb durch separaten Benzin-, bzw. Diesel- oder über den Fahrgestell-Motor
- Elektrische Steuerung der Maschine
- Pneumatische Wasserdosieranlage

Fordern Sie bitte ausführliches Angebot an.

GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK

MEMMINGEN/ALLGÄU • POSTFACH 58

FERNRUF: 2031/32 • TELEGR.: STEBA MEMMINGEN • FERNSCHR.: 054 510

Die Stadt Neustadt b. Coburg (13 000 Einwohner), z. Z. noch Ortsklasse B, sucht zum sofortigen Dienstantritt einen

Tiefbauingenieur (HTL)

mit praktischen Erfahrungen im Tiefbau, Straßenbau, Kanalbau, Bau von Sand- und Geröllfänoen, guten zeichnerischen Fähigkeiten zur Schaffung von Kanalbestandsplänen, Projektbearbeitung, Veranschlagen, Bauleitung und Abrechnung.

Höchstalter 40 Jahre.

Einstellung nach TO. A V a mit Aufrückungsmöglichkeit nach IV b.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, beglaubigten Zeugnisabschriften, Zeichenproben, Lichtbild und ggf. Referenzen bis spätestens 5. Dezember 1959 an die Stadtverwaltung — Personalamt — erbeten.

Wir suchen einen

jungen, wendigen Angebotsingenieur (Baufach)

für die Bearbeitung von großen Lehrgerüstobjekten. Gute statische Kenntnisse und möglichst Baustellenerfahrung erwünscht. Bewerber mit sicherem Auftreten und Verhandlungsgeschick erhalten den Vorzug, da ggf. nach Einarbeitung teilweise Einsatz im Außendienst vorgesehen.

Wir bieten:

eine interessante Stellung, die den Leistungen entsprechend ausgebaut werden kann, 5-Tagewoche, angenehmes Betriebsklima, 13. Monatsgehalt.

Bewerbungen erbeten mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und den üblichen Unterlagen an:

Deutsche Stahllamelle Hünnebeck G. m. b. H.,
Hauptverwaltung Düsseldorf, Achenbachstraße 5, Tel. 68 22 38.

Als Nachfolger für den Leiter unserer Maschinenabteilung bei der Hauptverwaltung, der demnächst in den Ruhestand tritt, suchen wir

einen hervorragend befähigten und verantwortungsfreudigen

Maschineningenieur

mit abgeschlossener Hochschulbildung, etwa 40—50 Jahre alt.

Der Herr soll unserer Hauptverwaltung angehören und unmittelbar der Geschäftsleitung unterstehen.

Seine Arbeitsgebiete sind: Der Einsatz und die Betreuung des Maschinen- und Geräteparkes für das gesamte Geschäft, also im In- und Auslande, Geräte Reparaturen, Baustelleneinrichtungen und Einsatz und Betreuung des gesamten Maschinenpersonals. Es ist ein sehr großes und schönes Arbeitsgebiet, das den vollen Einsatz einer energischen und charaktervollen Persönlichkeit verlangt. Nur solche Bewerber kommen in Frage, die ausreichende Kenntnisse und Erfahrungen in Maschinenbau und Elektrotechnik haben und in der Lage sind, sich schnell auch in bisher fremde Tätigkeitsgebiete einzuarbeiten. Unerlässlich sind Entschlußfreudigkeit, Organisationsvermögen und konstruktives Gefühl, um auch behelfsmäßige Maschinen entwickeln zu können. Die Tätigkeit bedingt viele Reisen nach Baustellen im In- und Auslande, so daß eine gute Gesundheit erforderlich ist.

Gefl. Angebote mit handgeschr. Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Referenzen, Lichtbild und Angabe der Gehaltsansprüche sowie des frühesten Dienstantrittes erbeten an

Beton- und Monierbau A-G — Vorstand
Düsseldorf, Goethestraße 36 a

Junger

Bauingenieur

(TH oder HTL) als Statiker für Ingenieurbüro in Unterfranken gesucht.

Angebote mit Angabe der Gehaltsansprüche und des Eintrittstermins erbeten unter „Der Bauingenieur 947“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Die Stadt Bonn stellt für die Stadtwerke — Bauabteilung der Versorgungsbetriebe — sofort ein:

1 Tiefbau-Ingenieur

mit abgeschlossener HTL-Ausbildung. Baupraxis und verwaltungsmäßige Kenntnisse erwünscht. Alle bei der Verlegung von Versorgungsleitungen anfallenden tiefbautechn. Arbeiten müssen vom Entwurf bis zur Abrechnung selbständig durchgeführt werden können.

Vergütung nach der TO. A; zusätzliche Altersversorgung.

Probezeit: 6 Monate. Bewerber nach G 131 werden bei gleicher Eignung bevorzugt. Bewerbungen mit ausführlichem handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften (beglaubigt) sind unter evtl. Angabe von Referenzen zu senden an: Personalamt der Stadt Bonn, Bonn, Bottlerplatz 1. Persönliche Vorstellung nur nach Aufforderung. Der Oberstadtdirektor

Die Duisburg-Ruhrorter Häfen A.G. sucht für ihre Tiefbauabteilung, vornehmlich Wasser- und Uferbau,

1.) Diplom-Ingenieur,

nicht über 35 Jahre, als Leiter des Entwurfsbüros. Dienstantritt möglichst am 1. 1. 1960, Vergütung nach TO. A II; Wohnungsfrage wird geregelt.

2.) Diplom-Ingenieur

in Anfangsstellung zum Frühjahr 1960 für Arbeiten an Ufern, Bahnanlagen und Straßen.

3.) Tiefbautechniker

in Anfangsstellung zum Frühjahr 1960 für das Entwurfsbüro, Vergütung nach TO. A V.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen erbeten an

DUISBURG-RUHRORTER HÄFEN A. G.,
Duisburg-Ruhrort, Postfach 13 und 15

Beilagenhinweis:

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen Leipziger-Verein Barmenia, Wuppertal-Elberfeld, und Schmiedag AG, Hagen / Westf.,

Die Verfahren der plastischen Berechnung biegesteifer Stahlstabwerke

Von B. G. NEAL, M. A., Ph. D. (Cantab.),
A. M. I. C. E., Professor of Civil Engineering
und Chairman of Engineering Department,
University College of Swansea, früherer Fellow
of Trinity Hall und Lecturer in Engineering,
University of Cambridge. Ins Deutsche übertragen
von Dipl.-Ing. THOMAS JAEGER, Berlin.

Mit 85 Abbildungen. XI, 312 Seiten
Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 48,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„... Es ist das Verdienst von B. G. Neal, eines der
Mitarbeiter von Prof. Baker, daß er mit dem Buch
'The Plastic Methods of Structural Analysis' / Chapman
Hall Ltd., London 1956 / das erste systematische
Lehrbuch der Berechnung stählerner Rahmentragwerke
geschaffen hat. Die Wichtigkeit dieser Arbeit wird da-
durch unterstrichen, daß in kurzer Zeit dieses Buch in
deutscher Sprache erschienen ist.

In den ersten Kapiteln des Buches bespricht der Autor
die grundlegenden Hypothesen und die Arten, wie
die Tragfähigkeit einfacher Rahmen bei der Aus-
nutzung der Plastizität und der schrittweisen Bildung
'plastischer Gelenke' erschöpft wird... In den weite-
ren Kapiteln werden detaillierter die Faktoren behan-
delt, welche die Größe des vollen plastischen Moments
beeinflussen / Lage der unteren Fließgrenze, Einfluß
der Längs- und Querkkräfte, Eigenspannungen / und es
wird gezeigt, daß man sie ohne Einbuße an Sicherheit
bei gewöhnlichen Konstruktionen aus Walzträgern ver-
nachlässigen kann.

... Bei verwickelteren Rahmentragwerken kann man
durch geeignete Wahl der Verhältnisse der einzelnen
Querschnitte zu einem Mindestwert des Gewichtes ge-
langen. Die Lösung dieses Problems zeigt der Autor
in einem weiteren Kapitel...

Das Buch ist in leichtfaßlichem Stil eines guten Lehr-
buches geschrieben und enthält viele durchgerechnete
Zahlenbeispiele. Jedes Kapitel ist mit einer Anzahl
Übungsaufgaben abgeschlossen, deren Lösung am
Schluß des Buches angegeben ist. Wertvoll sind auch
die sehr zahlreichen Literaturhinweise. Die Übersetzung
ist sehr präzise...

Es ist also das angeführte Buch im Original oder in
der deutschen Übersetzung einem möglichst großen
Kreis der Statiker und Konstrukteure zum Studium zu
empfehlen. Sie werden in dem Buch nicht nur Be-
lehrung, sondern auch viele Anregungen für die weitere
Vertiefung der Theorie finden.“ *Inženýrské stavby*

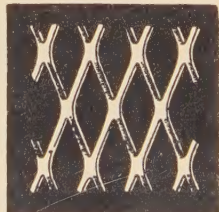
SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG




Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651



Leicht und widerstandsfähig, ist das Stahlrohr das geeignete Element für kühne und formschöne Konstruktionen. Es erfüllt alle Anforderungen des Architekten und Baumeisters an technische und wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres ergeben eine beträchtliche Einsparung an Material und Kosten für Transport und Aufbau. Seine glatte und verhältnismäßig kleine Oberfläche ist leicht gegen Korrosion zu schützen. Daher bewährt es sich für den Bau von Gittermasten, Radartürmen und dgl.

Wir stehen Ihnen mit unseren Erfahrungen gern zur Verfügung.

PHOENIX - RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF